

TCVN X1992-1-1:202x

(xuất bản lần 1)

Tên tiêu chuẩn theo đăng ký đề tài:

**THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG – PHẦN 1-1: QUY ĐỊNH
CHUNG VÀ QUY ĐỊNH CHO CÔNG TRÌNH DẠNG NHÀ**

Tên tiêu chuẩn đề xuất thay đổi:

**THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG – PHẦN 1-1: QUY ĐỊNH
CHUNG VÀ QUY ĐỊNH CHO CÔNG TRÌNH NHÀ**

Design of Concrete Structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings

Dự thảo



BỘ XÂY DỰNG
Ministry of Construction

VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG
Vietnam Institute for Building Science and Technology

Add: 81 Trần Cung - Nghĩa Tân - Cầu Giấy - Hà Nội - Tel: 84.4.37544196 - Fax: 84.4.38361197
Website: www.ibst.vn - Email: vkhcnxd@ibst.vn

DỰ THẢO
TIÊU CHUẨN QUỐC GIA TCVN X1992-1-1:202x

Tên tiêu chuẩn theo đăng ký đề tài:
THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG – PHẦN 1-1: QUY ĐỊNH CHUNG VÀ QUY
ĐỊNH CHO CÔNG TRÌNH DẠNG NHÀ

Tên tiêu chuẩn đề xuất thay đổi:
THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG – PHẦN 1-1: QUY ĐỊNH CHUNG VÀ QUY
ĐỊNH CHO CÔNG TRÌNH NHÀ

Design of Concrete Structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings

MÃ SỐ: TC 35-20

Chủ nhiệm: TS. Đỗ Tiến Thịnh

Cộng tác viên: TS. Phạm Anh Tuấn
TS. Nguyễn Đại Minh
TS. Cao Duy Khôi
TS. Hoàng Anh Giang
ThS. Ngô Mạnh Toàn

ThS. Nguyễn Hồng Sơn
ThS. Nguyễn Trung Kiên
ThS. Nguyễn Mạnh Cường
TS. Trần Hùng

Ngày.... tháng... năm 2024
THỦ TRƯỞNG CƠ QUAN
CHỦ TRÌ ĐỀ TÀI TIÊU CHUẨN

VIỆN TRƯỞNG
TS. Nguyễn Hồng Hải

Ngày... tháng... năm 2024
CHỦ TRÌ ĐỀ TÀI TIÊU CHUẨN

draft

Lời nói đầu	16
1. QUY ĐỊNH CHUNG	17
1.1 Phạm vi áp dụng	17
1.1.1 Phạm vi áp dụng của Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông	17
1.1.2 Phạm vi Phần 1-1 của Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông	17
1.2 Tài liệu viện dẫn	18
1.2.1 Các tiêu chuẩn viện dẫn chung	18
1.2.2 Các tiêu chuẩn viện dẫn khác	18
1.3 Các giả thiết	19
1.4 Phân biệt giữa những nguyên tắc và các quy định áp dụng	19
1.5 Các định nghĩa	19
1.5.1 Quy định chung	19
1.5.2 Các thuật ngữ và định nghĩa bổ sung được sử dụng trong tiêu chuẩn này	19
2. CƠ SỞ THIẾT KẾ	25
2.1 Các yêu cầu	25
2.1.1 Các yêu cầu cơ bản	25
2.1.2 Quản lý độ tin cậy	25
2.1.3 Tuổi thọ thiết kế, độ bền lâu và quản lý chất lượng	25
2.2 Các nguyên tắc cơ bản về thiết kế theo trạng thái giới hạn	25
2.3 Các tham số cơ bản	25
2.3.1 Các tác động và các ảnh hưởng của môi trường	25
2.3.1.1 Tổng quát	25
2.3.1.2 Các tác động nhiệt	26
2.3.1.3 Lún/chuyển vị không đều	26
2.3.1.4 Ứng suất trước	27
2.3.2 Các tính chất của vật liệu và sản phẩm	27
2.3.2.1 Tổng quát	27
2.3.2.2 Co ngót và từ biến	27
2.3.3 Biến dạng của bê tông	27
2.3.4 Số liệu hình học	28
2.3.4.1 Tổng quát	28

2.3.4.2 Các yêu cầu bổ sung đối với cọc khoan nhồi	28
2.4 Kiểm tra theo phương pháp hệ số riêng	28
2.4.1 Tổng quát.....	28
2.4.2 Các giá trị thiết kế	28
2.4.2.1 Hệ số riêng cho tác động co ngót.....	28
2.4.2.2 Hệ số riêng cho ứng suất trước	28
2.4.2.3 Hệ số riêng cho tải trọng môi.....	29
2.4.2.4 Hệ số riêng cho vật liệu.....	29
2.4.2.5 Các hệ số riêng cho các vật liệu làm nền móng	30
2.4.3 Tổ hợp các tác động	30
2.4.4 Kiểm tra cân bằng tĩnh – EQU.....	30
2.5 Thiết kế dựa vào thí nghiệm.....	30
2.6 Các yêu cầu bổ sung đối với móng	30
2.7 Các yêu cầu đối với các neo liên kết.....	31
3.1 Bê tông	32
3.1.1 Quy định chung.....	32
3.1.2 Cường độ.....	32
3.1.3 Biến dạng đàn hồi.....	35
3.1.4 Từ biến và co ngót.....	35
3.1.5 Quan hệ ứng suất – biến dạng dùng để phân tích phi tuyến	39
3.1.6 Cường độ chịu nén thiết kế và cường độ chịu kéo thiết kế	40
3.1.7 Các quan hệ ứng suất – biến dạng để thiết kế tiết diện ngang.....	40
3.1.8 Cường độ chịu kéo khi uốn.....	42
3.1.9 Hiệu ứng bó của bê tông.....	42
3.2 Cốt thép	43
3.2.1 Quy định chung.....	43
3.2.2 Các tính chất.....	44
3.2.3 Cường độ.....	45
3.2.4 Các đặc trưng dẻo	45
3.2.5 Hàn	45
3.2.6 Môi	46

3.2.7 Các giả thiết tính toán	47
3.3 Thép ứng suất trước	47
3.3.1 Quy định chung	47
3.3.2 Các tính chất	48
3.3.3 Cường độ	50
3.3.4 Các đặc trưng dẻo	50
3.3.5 Mỏi	51
3.3.6 Các giả thiết thiết kế	51
3.3.7 Thanh căng ứng suất trước trong ống lồng	52
3.4 Các thiết bị ứng suất trước	52
3.4.1 Các đầu neo và bộ nối	52
3.4.1.1 Quy định chung	52
3.4.1.2 Các tính chất cơ học	53
3.4.1.2.1 Neo thanh căng	53
3.4.1.2.2 Thiết bị neo và vùng neo	53
3.4.2 Thanh căng ngoài không bám dính	53
3.4.2.1 Quy định chung	53
3.4.2.2 Neo	53
4. ĐỘ BỀN LÂU VÀ LỚP BẢO VỆ CỐT THÉP	54
4.1 Quy định chung	54
4.2 Các điều kiện môi trường	54
4.3 Các yêu cầu về độ bền lâu	57
4.4 Các phương pháp kiểm tra	57
4.4.1 Lớp bê tông bảo vệ	57
4.4.1.1 Quy định chung	57
4.4.1.2 Lớp bảo vệ tối thiểu, c_{min}	57
4.4.1.3 Dung sai cho phép trong thiết kế	61
5.1 Quy định chung	63
5.1.1 Các yêu cầu chung	63
5.1.2 Các yêu cầu đặc biệt với nền móng	64
5.1.3 Các trường hợp tải trọng và tổ hợp	64

5.1.4 Hiệu ứng bậc hai.....	64
5.2 Các khiếm khuyết hình học.....	64
5.3 Lý tưởng hóa kết cấu.....	67
5.3.1 Các mô hình kết cấu để phân tích tổng thể.....	67
5.3.2 Số liệu hình học.....	67
5.3.2.1 Chiều rộng hữu hiệu của cánh dầm (tất cả các trạng thái giới hạn).....	67
5.3.2.2 Nhịp hữu hiệu của dầm và bản sàn trong công trình nhà.....	68
5.4 Phân tích đàn hồi tuyến tính.....	70
5.5 Phân tích đàn hồi tuyến tính với phân bố lại có giới hạn.....	71
5.6 Phân tích dẻo.....	72
5.6.1 Quy định chung.....	72
5.6.2 Phân tích dẻo đối với dầm, khung và bản sàn.....	72
5.6.3 Khả năng xoay.....	72
5.6.4 Phân tích với mô hình thanh chống - giằng.....	74
5.7 Phân tích phi tuyến.....	75
5.8 Phân tích hiệu ứng bậc hai với lực dọc trục.....	75
5.8.1 Các định nghĩa.....	75
5.8.2 Quy định chung.....	76
5.8.3 Tiêu chí đơn giản hóa đối với hiệu ứng bậc hai.....	76
5.8.3.1 Tiêu chí độ mảnh đối với cấu kiện độc lập.....	76
5.8.3.2 Độ mảnh và chiều dài hữu hiệu của cấu kiện độc lập.....	77
5.8.3.3 Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong công trình nhà.....	79
5.8.4 Từ biến.....	79
5.8.5 Các phương pháp phân tích.....	80
5.8.6 Phương pháp tổng quát.....	80
5.8.7 Phương pháp dựa trên độ cứng danh định.....	81
5.8.7.1 Quy định chung.....	81
5.8.7.2 Độ cứng danh định.....	81
5.8.7.3 Hệ số khuếch đại mô men.....	83
5.8.8 Phương pháp dựa trên độ cong danh định.....	84
5.8.8.1 Quy định chung.....	84

5.8.8.2 Mô men uốn	84
5.8.8.3 Độ cong	85
5.8.9 Uốn xiên.....	86
5.9 Mất ổn định ngang của dầm mảnh	88
5.10 Cấu kiện và kết cấu ứng suất trước	88
5.10.1 Quy định chung	88
5.10.2 Lực căng trước trong khi kéo căng.....	89
5.10.2.1 Lực căng trước tối đa.....	89
5.10.2.2 Giới hạn ứng suất trong bê tông.....	89
5.10.2.3 Đo đặc	90
5.10.3 Lực căng trước	90
5.10.4 Tổn hao tức thời của ứng suất trước đối với căng trước.....	91
5.10.5 Tổn hao tức thời của ứng suất trước căng sau	91
5.10.5.1 Tổn hao do biến dạng tức thời của bê tông.....	91
5.10.5.2 Tổn hao do ma sát	92
5.10.5.3 Tổn hao tại neo	93
5.10.6 Tổn hao ứng suất trước theo thời gian đối với căng trước và căng sau	93
5.10.7 Xem xét ứng suất trước trong phân tích.....	94
5.10.8 Các ảnh hưởng của ứng suất trước ở trạng thái giới hạn cực hạn	94
5.10.9 Các ảnh hưởng của ứng suất trước ở trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn mỏi ..	95
5.11 Phân tích đối với một số cấu kiện kết cấu cụ thể	95
CHÚ THÍCH: Để có thông tin có liên quan đến phân tích bản sàn phẳng và vách cứng, xem Phụ lục I.6.	
TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỰC HẠN (ULS)	95
6.1 Uốn có hoặc không có lực dọc trục	96
6.2 Cắt 97	
6.2.1 Quy trình kiểm tra tổng quát.....	97
6.2.2 Các cấu kiện không yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt	98
6.2.3 Các cấu kiện yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt.....	101
6.2.4 Lực cắt giữa bụng và cánh.....	104
6.2.5 Lực cắt tại mặt phân cách bê tông đổ ở các thời gian khác nhau.....	106
6.3 Xoắn 108	
6.3.1 Quy định chung	108

6.3.2 Quy trình thiết kế.....	108
6.3.3 Xoắn vênh.....	110
6.4 Chọc thủng	111
6.4.1 Quy định chung.....	111
6.4.2 Phân bố tải trọng và chu vi kiểm tra cơ bản	112
6.4.3 Tính toán chọc thủng	115
6.4.4 Khả năng chống cắt chọc thủng của bản sàn và đế cột không có cốt thép chịu cắt.....	119
6.4.5 Khả năng chống cắt chọc thủng của bản sàn và đế cột có cốt thép chịu cắt.....	120
6.5 Thiết kế với mô hình thanh chống - giằng	122
6.5.1 Quy định chung.....	122
6.5.2 Thanh chống.....	122
6.5.3 Thanh giằng.....	123
6.5.4 Nút	124
6.6 Neo và nối chồng.....	126
6.7 Khu vực chất tải cục bộ.....	126
6.8 Mỏi	127
6.8.1 Các điều kiện kiểm tra.....	127
6.8.2 Các nội lực và ứng suất để kiểm tra mỏi	127
6.8.3 Tổ hợp các tác động	129
6.8.4 Quy trình kiểm tra đối với cốt thép và thép ứng suất trước	129
6.8.5 Kiểm tra bằng cách sử dụng dải ứng suất hư hỏng tương đương	132
6.8.6 Các kiểm tra khác	132
6.8.7 Kiểm tra bê tông dưới tác dụng của lực nén hoặc cắt.....	133
7. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG	135
7.1 Quy định chung.....	135
7.2 Giới hạn ứng suất.....	135
7.3 Kiểm soát nứt.....	136
7.3.1 Các vấn đề chung.....	136
7.3.2 Diện tích cốt thép tối thiểu.....	137
7.3.3 Kiểm soát vết nứt không cần tính toán trực tiếp	140
7.3.4 Tính toán bề rộng vết nứt.....	142

7.4 Kiểm soát độ võng	145
7.4.1 Các xem xét chung	145
7.4.2 Các trường hợp có thể bỏ qua tính toán	145
7.4.3 Kiểm tra độ võng bằng tính toán	147
8.1 Quy định chung	150
8.2 Khoảng cách cốt thép	150
8.3 Đường kính trục uốn cho phép đối với cốt thép được uốn	150
8.4 Neo cốt thép dọc	152
8.4.1 Quy định chung	152
8.4.2 Ứng suất bám dính cực hạn	153
8.4.3 Chiều dài neo cơ sở	154
8.4.4 Chiều dài neo thiết kế	154
8.5 Neo cốt thép đai và cốt thép chịu cắt	156
8.6 Neo bằng các thanh thép hàn	157
8.7 Nối chồng và nối cơ khí	158
8.7.1 Quy định chung	158
8.7.2 Mối nối chồng	158
8.7.3 Chiều dài nối chồng	159
8.7.4 Cốt thép ngang trên vùng nối chồng	160
8.7.4.1 Cốt thép ngang cho các thanh thép chịu kéo	160
8.7.4.2 Cốt thép ngang cho các thanh thép thường xuyên chịu nén	161
8.7.5 Nối chồng lưới thép hàn được làm từ các sợi thép gờ	161
8.7.5.1 Nối chồng cốt thép chủ	161
8.7.5.2 Nối chồng cốt thép phụ hoặc cấu tạo	162
8.8 Các quy định bổ sung đối với các thanh thép có đường kính lớn	163
8.9 Các thanh thép bó	164
8.9.1 Quy định chung	164
8.9.2 Neo của bó các thanh thép	165
8.9.3 Nối chồng bó các thanh thép	165
8.10 Thanh căng ứng suất trước	166
8.10.1 Bố trí thanh căng ứng suất trước và ống lồng	166

8.10.1.1	Quy định chung	166
8.10.1.2	Thanh căng căng trước.....	166
8.10.1.3	Ổng lồng theo phương pháp căng sau	166
8.10.2	Neo của các thanh căng ứng suất trước	167
8.10.2.1	Quy định chung	167
8.10.2.2	Truyền ứng suất trước	168
8.10.2.3	Neo thanh căng đối với trạng thái giới hạn cực hạn	169
8.10.3	Các vùng neo của cấu kiện căng sau	170
8.10.4	Neo và bộ nối dùng cho thanh căng ứng suất trước	171
8.10.5	Các cơ cấu dẫn hướng	171
9.	CẤU TẠO CẤU KIỆN VÀ CÁC QUY ĐỊNH CỤ THỂ.....	173
9.1	Quy định chung.....	173
9.2	Dầm	173
9.2.1	Cốt thép dọc.....	173
9.2.1.1	Diện tích cốt thép nhỏ nhất và lớn nhất.....	173
9.2.1.2	Bố trí cấu tạo khác	173
9.2.1.3	Cắt cốt thép dọc chịu kéo.....	174
9.2.1.4	Neo cốt thép dưới tại gối tựa biên	175
9.2.1.5	Neo cốt thép dưới tại gối tựa trung gian	176
9.2.2	Cốt thép chịu cắt	176
9.2.3	Cốt thép chịu xoắn	178
9.2.4	Cốt thép bề mặt	179
9.2.5	Gối tựa gián tiếp	179
9.3	Sàn đặc.....	179
9.3.1	Cốt thép chịu uốn.....	179
9.3.1.1	Quy định chung	179
9.3.1.2	Cốt thép trong bản sàn gần gối tựa	180
9.3.1.3	Cốt thép ở góc	180
9.3.1.4	Cốt thép ở biên tự do	180
9.3.2	Cốt thép chịu cắt.....	181
9.4	Sàn phẳng	181

9.4.1 Sàn tại các cột bên trong.....	181
9.4.2 Sàn tại các cột biên và cột góc.....	181
9.4.3 Cốt thép chịu cắt chống chọc thủng	182
9.5 Cột	183
9.5.1 Quy định chung	183
9.5.2 Cốt thép dọc.....	183
9.5.3 Cốt thép ngang	184
9.6 Tường	184
9.6.1 Quy định chung	184
9.6.2 Cốt thép thẳng đứng	185
9.6.3 Cốt thép nằm ngang.....	185
9.6.4 Cốt thép gá ngang.....	185
9.7 Dầm cao	185
9.8 Móng	186
9.8.1 Đài cọc.....	186
9.8.2 Móng cột và móng tường	186
9.8.2.1 Quy định chung	186
9.8.2.2 Neo các thanh thép	187
9.8.3 Dầm giằng (móng)	188
9.8.4 Móng cột trên đá	188
9.8.5 Cọc khoan nhồi	189
9.9 Các vùng có tính không liên tục về hình học hoặc tác động	190
9.10 Hệ giằng	190
9.10.1 Quy định chung	190
9.10.2 Phân bố tỷ lệ các giằng	190
9.10.2.1 Quy định chung	190
9.10.2.2 Giằng chu vi	190
9.10.2.3 Giằng trong	191
9.10.2.4 Giằng ngang vào cột và/hoặc tường	192
9.10.2.5 Giằng đứng	192
9.10.3 Tính liên tục và neo của giằng.....	192

10. CÁC QUY ĐỊNH BỔ SUNG CHO CẤU KIỆN VÀ KẾT CẤU BỂ TÔNG ĐÚC SẴN	193
10.1 Quy định chung	193
10.1.1 Các thuật ngữ riêng được sử dụng trong Điều này	193
10.2 Cơ sở thiết kế, các yêu cầu cơ bản.....	193
10.3 Vật liệu	194
10.3.1 Bê tông	194
10.3.1.1 Cường độ.....	194
10.3.1.2 Từ biến và co ngót	194
10.3.2 Thép ứng suất trước	195
10.3.2.1 Các tính chất công nghệ của thép ứng suất trước	195
10.5 Phân tích kết cấu	195
10.5.1 Quy định chung.....	195
10.5.2 Tổn hao ứng suất trước	196
10.9 Các quy định cụ thể cho thiết kế và cấu tạo	196
10.9.1 Mô men ngàm trong bản sàn	196
10.9.2 Liên kết tường với sàn	196
10.9.3 Hệ sàn	197
10.9.4 Liên kết và gối tựa cho các cấu kiện đúc sẵn.....	199
10.9.4.1 Vật liệu.....	199
10.9.4.2 Các quy định cho thiết kế và cấu tạo mối nối	199
10.9.4.3 Liên kết truyền lực nén.....	199
10.9.4.4 Liên kết truyền lực cắt.....	200
10.9.4.5 Liên kết truyền mô men uốn hoặc lực kéo.....	200
10.9.4.6 Mối nối một nửa	201
10.9.4.7 Neo cốt thép tại gối tựa	201
10.9.5 Gối tựa.....	202
10.9.5.1 Quy định chung.....	202
10.9.5.2 Gối tựa đối với cấu kiện được nối (không tách biệt).....	202
10.9.5.3 Gối tựa đối với cấu kiện tách biệt.....	205
10.9.6 Móng cọc	205
10.9.6.1 Quy định chung.....	205

10.9.6.2 Móng cọc với các bề mặt có chốt chặn	205
10.9.6.3 Móng cọc với bề mặt trơn	206
10.9.7 Hệ giằng	207
11. KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT LIỆU NHẹ.....	208
11.1 Quy định chung.....	208
11.1.1 Phạm vi áp dụng	208
11.1.2 Các ký hiệu đặc biệt.....	208
11.3 Cơ sở thiết kế	208
11.3 Vật liệu.....	209
11.3.1 Bê tông	209
11.3.2 Biến dạng đàn hồi	209
11.3.3 Từ biến và co ngót.....	211
11.3.4 Quan hệ ứng suất – biến dạng để phân tích phi tuyến kết cấu.....	211
11.3.5 Cường độ chịu nén thiết kế và cường độ chịu kéo thiết kế	211
11.3.6 Quan hệ ứng suất – biến dạng để thiết kế tiết diện	212
11.3.7 Bê tông bị hạn chế biến dạng ngang.....	212
11.4 Độ bền lâu và lớp bảo vệ cốt thép.....	212
11.4.1 Các điều kiện môi trường.....	212
11.4.2 Lớp bê tông bảo vệ và các tính chất của bê tông.....	212
11.5 Phân tích kết cấu	212
11.5.1 Khả năng xoay	212
11.6 Các trạng thái giới hạn cực hạn	213
11.6.1 Cấu kiện không yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt.....	213
11.6.2 Cấu kiện yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt	213
11.6.3 Xoắn	214
11.6.3.1 Quy trình thiết kế.....	214
11.6.4 Chọc thủng.....	214
11.6.4.1 Khả năng chống chọc thủng của bản sàn hoặc đế cột không cần cốt thép chịu cắt	214
11.6.4.2 Khả năng chống chọc thủng của bản sàn hoặc đế cột có cốt thép chịu cắt	214
11.6.5 Vùng chất tải cục bộ.....	215
11.6.6 Mỏi	215

11.7 Các trạng thái giới hạn sử dụng	215
11.8 Cấu tạo cốt thép – Tổng quát.....	215
11.8.1 Đường kính trục uốn cho phép đối với thanh thép uốn.....	215
11.8.2 Ứng suất bám dính cực hạn.....	215
11.9 Cấu tạo các cấu kiện và các quy định riêng	215
11.10 Các quy định bổ sung cho cấu kiện và kết cấu bê tông đúc sẵn.....	215
11.12 Kết cấu bê tông không cốt thép và ít cốt thép.....	216
12. KẾT CẤU BÊ TÔNG KHÔNG CỐT THÉP VÀ ÍT CỐT THÉP	217
12.1 Quy định chung	217
12.3 Vật liệu	217
12.3.1 Bê tông: các giả thiết thiết kế bổ sung	217
12.5 Phân tích kết cấu: các trạng thái giới hạn cực hạn.....	218
12.6 Các trạng thái giới hạn cực hạn	218
12.6.1 Khả năng chịu uốn thiết kế và khả năng chịu nén dọc trục thiết kế	218
12.6.2 Phá hoại cục bộ	219
12.6.3 Cắt	219
12.6.4 Xoắn	220
12.6.5 Trạng thái giới hạn cực hạn do biến dạng kết cấu (mất ổn định).....	220
12.6.5.1 Độ mảnh của cột và tường.....	220
12.6.5.2 Phương pháp thiết kế đơn giản đối với tường và cột	222
12.7 Các trạng thái giới hạn sử dụng	222
12.9 Cấu tạo cho cấu kiện và các quy định riêng	223
12.9.1 Cấu kiện chịu lực	223
12.9.2 Mối nối, mạch ngừng thi công	223
12.9.3 Móng băng và móng đơn	223
Phụ lục B (Tham khảo) Biến dạng do từ biến và co ngót	227
Phụ lục C (Quy định) Các tính chất của cốt thép thích hợp khi sử dụng với tiêu chuẩn này	230
Phụ lục D (Tham khảo) Phương pháp tính toán chi tiết đối với các tổn hao do chùng ứng suất của thép ứng suất trước.....	233
Phụ lục E (Tham khảo) Cấp cường độ chỉ định cho độ bền lâu	235
Phụ lục F (Tham khảo) Các biểu thức cho cốt thép chịu kéo trong điều kiện ứng suất phẳng	236
Phụ lục G (Tham khảo) Tương tác giữa kết cấu và nền.....	238

Phụ lục H (Tham khảo) Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong kết cấu	240
Phụ lục I (Tham khảo) Phân tích bản sàn phẳng và vách cứng	243
Phụ lục J (Tham khảo) Các quy định về cấu tạo dành cho các tình huống đặc biệt	246
NA. PHỤ LỤC QUỐC GIA CHO TCVN X1992-1-1: 202X	250
NA.1 Phạm vi áp dụng	250
NA.1.1 Phụ lục Quốc gia này đưa ra:	250
NA.2 Các Thông số do Quốc gia xác định	251
NA.3 Quyết định về việc áp dụng các Phụ lục	279

Lời nói đầu

TCVN xxxx:202x được biên soạn dựa trên cơ sở tham khảo BS EN 1992-1-1:2004 + A1:2014.

TCVN xxxx:202x do Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng biên soạn, Bộ Xây dựng đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

draft

1. QUY ĐỊNH CHUNG

1.1 Phạm vi áp dụng

1.1.1 Phạm vi áp dụng của Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông

(1)P Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông áp dụng cho thiết kế các công trình nhà và công trình kỹ thuật dân dụng làm bằng bê tông không cốt thép, bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước. Bộ tiêu chuẩn này tuân thủ các nguyên tắc, các yêu cầu về an toàn chịu lực và các yêu cầu về khả năng sử dụng của kết cấu, các cơ sở của việc thiết kế và kiểm tra nêu trong TCVN xxxx (EN 1990): Cơ sở thiết kế kết cấu.

(2)P Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông chỉ liên quan đến các yêu cầu về khả năng chịu lực, khả năng sử dụng, độ bền lâu và khả năng chịu lửa của “kết cấu bê tông”. Các yêu cầu khác không được đề cập đến, ví dụ như các yêu cầu liên quan đến cách nhiệt và cách âm.

CHÚ THÍCH: thuật ngữ “kết cấu bê tông” trong tiêu chuẩn này bao gồm kết cấu bê tông không cốt thép, kết cấu bê tông cốt thép và kết cấu bê tông ứng suất trước.

(3)P Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông được sử dụng kết hợp với:

TCVN xxxx (EN 1990): Cơ sở thiết kế kết cấu (Basis of structural design)

TCVN xxxx (EN 1991): Tác động lên kết cấu (Actions on structures)

TCVN xxxx (EN 13670): Thi công kết cấu bê tông (Execution of concrete structures)

TCVN xxxx (EN 1997): Thiết kế địa kỹ thuật (Geotechnical design)

TCVN 9386: Thiết kế kết cấu chịu động đất, khi kết cấu bê tông được xây dựng trong vùng động đất.

(4)P Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông được chia thành các phần sau đây:

Phần 1-1: Quy định chung và quy định cho công trình dạng nhà

Phần 1-2: Quy định chung - Thiết kế kết cấu chịu lửa

Phần 2: Cầu bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước

Phần 3: Kết cấu chứa chất lỏng và vật liệu dạng hạt rời

Phần 4: Thiết kế neo trong bê tông

1.1.2 Phạm vi Phần 1-1 của Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông

(1)P Phần 1-1 của Bộ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông đưa ra các cơ sở chung để thiết kế kết cấu bê tông, bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước được chế tạo từ cốt liệu thường và cốt liệu nhẹ cùng với các quy định riêng cho công trình nhà.

(2)P Phần 1-1 gồm các Điều sau đây:

1. Quy định chung
2. Cơ sở thiết kế
3. Vật liệu

TCVN X1992-1-1:202X

4. Độ bền lâu và lớp bảo vệ cốt thép
5. Phân tích kết cấu
6. Các trạng thái giới hạn cực hạn
8. Cấu tạo cốt thép và thanh căng ứng suất trước - Tổng quát
9. Cấu tạo của các cấu kiện và các quy định riêng
10. Các quy định bổ sung cho các cấu kiện và kết cấu bê tông đúc sẵn
11. Kết cấu bê tông cốt liệu nhẹ
12. Kết cấu bê tông không cốt thép và bê tông ít cốt thép

(3)P Điều 1 và 2 đưa ra các điều khoản bổ sung thêm so với các điều khoản đã nêu trong TCVN xxxx (EN 1990) “Cơ sở thiết kế kết cấu”.

(4)P Phần 1-1 không bao gồm:

- Việc sử dụng cốt thép trơn;
- Khả năng chịu lửa;
- Các khía cạnh cụ thể của các loại nhà đặc biệt (ví dụ như nhà cao tầng);
- Các khía cạnh cụ thể của các dạng đặc biệt của các công trình kỹ thuật dân dụng (ví dụ như cầu cạn, cầu, đập, bồn chứa chịu áp lực, cầu cảng biển hoặc kết cấu chứa chất lỏng).
- Các thành phần bê tông hốc rỗng, bê tông tổ ong được chế tạo từ cốt liệu nặng hoặc có chứa thép kết cấu (xem TCVN xxxx (EN 1994) đối với kết cấu liên hợp thép – bê tông).

1.2 Tài liệu viện dẫn

(1)P Các tài liệu tiêu chuẩn sau đây chứa các điều khoản, thông qua các tham chiếu trong điều khoản này, cấu thành các điều khoản của tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu viện dẫn có ghi năm phát hành, không áp dụng các nội dung sửa đổi hoặc bổ sung của ấn phẩm đó. Tuy nhiên, các bên thỏa thuận trên cơ sở tiêu chuẩn này có thể nghiên cứu khả năng áp dụng các tài liệu xuất bản gần đây nhất được liệt kê ở dưới đây. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm phát hành, phải áp dụng các tài liệu tiêu chuẩn được xuất bản gần đây nhất.

1.2.1 Các tiêu chuẩn viện dẫn chung

TCVN xxxx (EN 1990), *Cơ sở thiết kế kết cấu*;

TCVN xxxx (EN 1991-1-5), *Tác động lên kết cấu: Tác động nhiệt*;

TCVN xxxx (EN 1991-1-6), *Tác động lên kết cấu: Tác động trong quá trình thi công*;

1.2.2 Các tiêu chuẩn viện dẫn khác

TCVN xxxx (EN 1997), *Thiết kế địa kỹ thuật*;

TCVN xxxx (EN 197-1), *Xi măng: Thành phần, điều kiện kỹ thuật và tiêu chí phù hợp đối với xi măng thông dụng*;

TCVN xxxx (EN 206), *Bê tông: Yêu cầu kỹ thuật, tính năng, sản xuất và sự phù hợp*;

TCVN xxxx (EN 12390), *Thí nghiệm bê tông đóng rắn*;

EN 10080, *Thép làm cốt cho bê tông*;

EN 10138, *Thép ứng suất trước*;

EN ISO 17760 (tất cả các phần), *Hàn – Hàn cốt thép*;

TCVN xxxx (EN 13670), *Thi công kết cấu bê tông*;

EN 13791, *Đánh giá cường độ chịu nén của bê tông trên kết cấu và cấu kiện đúc sẵn*;

EN ISO 15630, *Thép làm cốt và thép ứng suất trước cho bê tông: Các phương pháp thí nghiệm*.

1.3 Các giả thiết

(1)P Các giả thiết sau đây được áp dụng nhằm bổ sung cho các giả thiết chung nêu trong TCVN xxxx (EN 1990):

- Kết cấu được thiết kế bởi những nhân sự chất lượng và có kinh nghiệm phù hợp.
- Công tác giám sát và kiểm soát chất lượng được tiến hành đầy đủ tại nhà máy và công trường.
- Thi công xây dựng được thực hiện bởi đội ngũ nhân công có tay nghề và kinh nghiệm phù hợp.
- Vật liệu và sản phẩm xây dựng được sử dụng như quy định trong tiêu chuẩn này hoặc trong các chỉ dẫn kỹ thuật phù hợp về vật liệu và sản phẩm.
- Kết cấu được bảo trì đầy đủ.
- Kết cấu được sử dụng theo đúng thiết kế.
- Công tác thi công và tay nghề công nhân phải đáp ứng các yêu cầu của TCVN xxxx (EN 13670).

1.4 Phân biệt giữa những nguyên tắc và các quy định áp dụng

(1)P Áp dụng các quy định nêu trong TCVN xxxx (EN 1990).

1.5 Các định nghĩa

1.5.1 Quy định chung

(1)P Sử dụng các thuật ngữ và định nghĩa nêu trong TCVN xxxx (EN 1990).

1.5.2 Các thuật ngữ và định nghĩa bổ sung được sử dụng trong tiêu chuẩn này

1.5.2.1 Kết cấu đúc sẵn (Precast structures)

Kết cấu đúc sẵn đặc trưng bởi các cấu kiện được chế tạo ở nơi không phải là vị trí cuối cùng trên kết cấu. Trong kết cấu, các cấu kiện được liên kết với nhau nhằm đảm bảo tính toàn vẹn của kết cấu theo yêu cầu.

1.5.2.2 Cấu kiện bê tông không hoặc ít cốt thép (Plain or lightly reinforced concrete members)

Các cấu kiện kết cấu bê tông không có cốt thép hoặc có hàm lượng cốt thép ít hơn hàm lượng cốt thép nhỏ nhất nêu trong Điều 9.

1.5.2.3 Thanh căng không bám dính và thanh căng ngoài (Unbonded and external tendons)

Thanh căng không bám dính dùng cho cấu kiện căng sau có ống lồng không bơm vữa và thanh căng nằm bên ngoài tiết diện bê tông (sau khi căng, các thanh căng này có thể được bao bên ngoài bằng bê tông hoặc có lớp màng bảo vệ).

1.5.2.4 Ứng suất trước (Prestress)

Quá trình tạo ứng suất trước là quá trình áp đặt các lực lên kết cấu bê tông thông qua kéo căng các thanh căng ứng suất trước một cách tương đối so với cấu kiện bê tông. “Ứng suất trước” được sử dụng một cách tổng quát để đặt tên cho tất cả các hệ quả thường xuyên của quá trình tạo ứng suất trước, trong đó bao gồm các nội lực trong các tiết diện và các biến dạng của kết cấu. Các ý nghĩa khác của “ứng suất trước” không được xem xét trong tiêu chuẩn này.

1.6 Các ký hiệu

Trong tiêu chuẩn này sử dụng các ký hiệu sau đây.

CHÚ THÍCH: Các ký hiệu sử dụng đều dựa trên ISO 3898:1987.

Chữ cái Latinh viết hoa

A	Tác động bất thường (sự cố)
A	Diện tích tiết diện ngang
A_c	Diện tích tiết diện ngang của bê tông
A_p	Diện tích tiết diện thanh căng hoặc bó thanh căng ứng suất trước
A_s	Diện tích tiết diện của cốt thép
$A_{s,min}$	Diện tích tiết diện tối thiểu của cốt thép
A_{sw}	Diện tích tiết diện cốt thép chịu cắt
D	Đường kính trục uốn cốt thép
D_{Ed}	Hệ số hư hỏng do mỏi
E	Hệ quả tác động
$E_c, E_{c(28)}$	Mô đun đàn hồi tiếp tuyến của bê tông thường tại ứng suất $\sigma_c = 0$ và 28 ngày tuổi
$E_{c,eff}$	Mô đun đàn hồi hiệu dụng của bê tông
E_{cd}	Giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi của bê tông
E_{cm}	Mô đun đàn hồi cát tuyến của bê tông
$E_c(t)$	Mô đun đàn hồi tiếp tuyến của bê tông thường ở ứng suất $\sigma_c = 0$ và ở thời điểm t
E_p	Giá trị mô đun đàn hồi thiết kế của thép ứng suất trước

E_s	Giá trị mô đun đàn hồi thiết kế của cốt thép
EI	Độ cứng chống uốn
EQU	Cân bằng tĩnh học
F	Tác động
F_d	Giá trị thiết kế của tác động
F_k	Giá trị đặc trưng của tác động
G_k	Tác động thường xuyên đặc trưng
I	Mô men quán tính của tiết diện bê tông
L	Chiều dài
M	Mô men uốn
M_{Ed}	Giá trị thiết kế của mô men uốn do nội lực gây ra
N	Lực dọc trục
N_{Ed}	Giá trị thiết kế của lực dọc trục (kéo hoặc nén)
P	Lực căng trước
P_0	Lực ban đầu tại đầu chủ động của thanh căng ngay sau khi kéo căng
Q_k	Tác động thay đổi đặc trưng
Q_{fat}	Tải trọng mỗi đặc trưng
R	Khả năng chịu lực
S	Nội lực và mô men
S	Mô men tĩnh của diện tích
SLS	Trạng thái giới hạn sử dụng
T	Mô men xoắn
T_{Ed}	Giá trị thiết kế của mô men xoắn tác dụng
ULS	Trạng thái giới hạn cực hạn
V	Lực cắt
V_{Ed}	Giá trị thiết kế của lực cắt tác dụng

Chữ cái Latinh viết thường

a	Khoảng cách
a	Số liệu hình học
Δa	Độ lệch của số liệu hình học

TCVN X1992-1-1:202X

b	Chiều rộng toàn bộ của tiết diện ngang, hoặc chiều rộng thực của phần cánh trong dầm tiết diện chữ T hoặc L
b_w	Chiều rộng bụng của dầm chữ T , I hoặc L
d	Đường kính; chiều cao
d	Chiều cao hữu hiệu của tiết diện ngang
d_g	Kích thước danh định lớn nhất của cốt liệu lớn nhất
e	Độ lệch tâm
f_c	Cường độ chịu nén của bê tông
f_{cd}	Giá trị thiết kế của cường độ chịu nén của bê tông
f_{ck}	Cường độ chịu nén đặc trưng mẫu trụ của bê tông ở 28 ngày tuổi
f_{cm}	Giá trị trung bình của cường độ chịu nén mẫu trụ của bê tông
f_{ctk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của bê tông
f_{ctm}	Giá trị trung bình của cường độ chịu kéo của bê tông
f_p	Cường độ chịu kéo của thép ứng suất trước
f_{pk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của thép ứng suất trước
$f_{p0,1}$	Ứng suất tại biến dạng dư 0,1 % của thép ứng suất trước
$f_{p0,1k}$	Ứng suất đặc trưng tại biến dạng dư 0,1 % của thép ứng suất trước
$f_{0,2k}$	Ứng suất đặc trưng tại biến dạng dư 0,2 % của cốt thép
f_t	Cường độ chịu kéo của cốt thép
f_{tk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của cốt thép
f_y	Cường độ chảy của cốt thép
f_{yd}	Cường độ chảy thiết kế của cốt thép
f_{yk}	Cường độ chảy đặc trưng của cốt thép
f_{ywd}	Cường độ chảy thiết kế của cốt thép chịu cắt
h	Chiều cao
h	Chiều cao toàn bộ tiết diện ngang
i	Bán kính quán tính
k	Hệ số, yếu tố
l	(l hoặc L) Chiều dài; Nhịp
m	Khối lượng
r	Bán kính

$1/r$	Độ cong tại một tiết diện cụ thể
t	Chiều dày
t	Thời gian bắt đầu xét
t_0	Tuổi của bê tông tại thời điểm chất tải
u	Chu vi tiết diện ngang bê tông có diện tích A_c
u, v, w	Các thành phần chuyển vị của một điểm
x	Chiều cao trục trung hòa
x, y, z	Các tọa độ
z	Cánh tay đòn nội lực

Các chữ cái Hy Lạp viết thường

α	Góc; tỷ số
β	Góc; tỷ số; hệ số
γ	Hệ số riêng
γ_A	Hệ số riêng cho tác động bất thường (sự cố) A
γ_C	Hệ số riêng cho bê tông
γ_F	Hệ số riêng cho tác động F
$\gamma_{F, \text{fat}}$	Hệ số riêng cho tác động mỏi
$\gamma_{C, \text{fat}}$	Hệ số riêng cho mỏi của bê tông
γ_G	Hệ số riêng cho tác động thường xuyên G
γ_M	Hệ số riêng cho tính chất vật liệu có kể đến tính bất định của bản thân các tính chất vật liệu, của sai số hình học và của mô hình thiết kế sử dụng
γ_P	Hệ số riêng cho tác động đi cùng với ứng suất trước P
γ_Q	Hệ số riêng cho tác động thay đổi Q
γ_S	Hệ số riêng cho cốt thép hoặc thép ứng suất trước
$\gamma_{S, \text{fat}}$	Hệ số riêng cho cốt thép hoặc thép ứng suất trước dưới tải trọng mỏi
γ_I	Hệ số riêng cho tác động không kể đến tính bất định của mô hình
γ_g	Hệ số riêng cho tác động thường xuyên không kể đến tính bất định của mô hình
γ_m	Hệ số riêng cho tính chất vật liệu chỉ kể đến tính bất định của riêng tính chất vật liệu
δ	Số gia/tỷ số phân phối lại
ζ	Hệ số giảm/hệ số phân phối lại
ε_c	Biến dạng nén của bê tông

TCVN X1992-1-1:202X

ε_{c1}	Biến dạng nén của bê tông tại ứng suất lớn nhất f_c
ε_{cu}	Biến dạng nén cực hạn của bê tông
ε_u	Biến dạng của cốt thép hoặc thép ứng suất trước tại tải trọng lớn nhất
ε_{uk}	Biến dạng đặc trưng của cốt thép và thép ứng suất trước tại tải trọng lớn nhất
θ	Góc
λ	Độ mảnh
μ	Hệ số ma sát giữa thanh căng và ống lồng
ν	Hệ số Poat xông
ν	Hệ số giảm cường độ đối với bê tông bị nứt khi chịu cắt
ζ	Hệ số cường độ bám dính của thép ứng suất trước và cốt thép thường
ρ	Khối lượng thể tích bê tông sấy khô, kg/m ³
ρ_{1000}	Giá trị tổn hao do chùng ứng suất (tính bằng %) tại thời điểm 1000 giờ sau khi căng và ở nhiệt độ trung bình 20 °C
ρ_l	Hàm lượng cốt thép dọc
ρ_w	Hàm lượng cốt thép chịu cắt
σ_c	Ứng suất nén trong bê tông
σ_{cp}	Ứng suất nén trong bê tông do tải trọng dọc trục hoặc do ứng suất trước
σ_{cu}	Ứng suất nén trong bê tông tại biến dạng nén cực hạn ε_{cu}
τ	Ứng suất cắt (tiếp) khi xoắn
φ	Đường kính cốt thép hoặc đường kính ống lồng thép ứng suất trước
φ_n	Đường kính tương đương của bó các cốt thép
$\varphi(t, t_0)$	Hệ số từ biến khi xác định từ biến giữa các thời điểm t và t_0 , liên quan đến biến dạng đàn hồi tại 28 ngày
$\varphi(\infty, t_0)$	Giá trị cuối cùng của hệ số từ biến
ψ	Hệ số xác định giá trị đại diện của tác động thay đổi
	ψ_0 đối với các giá trị tổ hợp
	ψ_1 đối với các giá trị thường gặp
	ψ_2 đối với các giá trị tựa thường xuyên

2. CƠ SỞ THIẾT KẾ

2.1 Các yêu cầu

2.1.1 Các yêu cầu cơ bản

- (1) Thiết kế kết cấu bê tông phải tuân thủ các quy định chung nêu trong TCVN xxxx (EN 1990).
- (2) Các điều khoản bổ sung đối với kết cấu bê tông được nêu trong Điều này phải được áp dụng.
- (3) Các yêu cầu cơ bản nêu trong 2 của TCVN xxxx (EN 1990) được xem như thỏa mãn đối với kết cấu bê tông khi các điều sau đây được áp dụng đồng thời:
 - thiết kế theo trạng thái giới hạn cùng với phương pháp hệ số riêng theo TCVN xxxx (EN 1990),
 - các tác động lấy theo TCVN xxxx (EN 1991),
 - tổ hợp các tác động lấy theo TCVN xxxx (EN 1990) và
 - khả năng chịu lực, độ bền lâu và khả năng sử dụng tuân thủ tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Các yêu cầu về khả năng chịu lửa (xem 5 của TCVN xxxx (EN 1990) và TCVN xxxx (EN 1992-1-2) có thể khiến cho kích thước của cấu kiện lớn hơn so với yêu cầu về khả năng chịu lực của kết cấu ở nhiệt độ thông thường.

2.1.2 Quản lý độ tin cậy

- (1) Các quy định về quản lý độ tin cậy cho trong 2 của TCVN xxxx (EN 1990).
- (2) Thiết kế sử dụng các hệ số riêng nêu trong tiêu chuẩn này (xem 2.4) và các hệ số riêng cho trong các Phụ lục của TCVN xxxx (EN 1990) được xem là dẫn đến một kết cấu gắn với cấp độ tin cậy RC2.

CHÚ THÍCH: Xem Phụ lục B và C của TCVN xxxx (EN 1990) để có thêm thông tin.

2.1.3 Tuổi thọ thiết kế, độ bền lâu và quản lý chất lượng

- (1) Các quy định về tuổi thọ thiết kế, độ bền lâu và quản lý chất lượng được cho trong 2 của TCVN xxxx (EN 1990).

2.2 Các nguyên tắc cơ bản về thiết kế theo trạng thái giới hạn

- (1) Các quy định về thiết kế theo trạng thái giới hạn được nêu trong 3 của TCVN xxxx (EN 1990).

2.3 Các tham số cơ bản

2.3.1 Các tác động và các ảnh hưởng của môi trường

2.3.1.1 Tổng quát

- (1) Các tác động được sử dụng trong thiết kế có thể lấy trong các phần có liên quan của TCVN xxxx (EN 1991).

CHÚ THÍCH 1: Các phần có liên quan của TCVN (EN 1991) được sử dụng trong thiết kế gồm:

TCVN X1992-1-1:202X

TCVN xxxx (EN 1991-1.1) Trọng lượng thể tích, trọng lượng bản thân và hoạt tải

TCVN xxxx (EN 1991-1.2) Tác động của lửa

TCVN xxxx (EN 1991-1.4) Tải trọng gió

TCVN xxxx (EN 1991-1.5) Tác động nhiệt

TCVN xxxx (EN 1991-1.6) Tác động trong quá trình thi công

TCVN xxxx (EN 1991-1.7) Tác động bất thường (sự cố) do va đập và nổ

TCVN xxxx (EN 1991-2) Tải trọng các phương tiện giao thông trên cầu

TCVN xxxx (EN 1991-3) Tác động do cầu trục và các máy móc khác

TCVN xxxx (EN 1991-4) Tác động lên silô và bể chứa

CHÚ THÍCH 2: Các tác động quy định trong tiêu chuẩn này được nêu ở các điều có liên quan.

CHÚ THÍCH 3: Các tác động của áp lực đất và nước lấy trong TCVN xxxx (EN 1997).

CHÚ THÍCH 4: Khi kể đến các dịch chuyển (lún) không đều, có thể sử dụng các giá trị ước lượng phù hợp của các dịch chuyển (lún) dự đoán.

CHÚ THÍCH 5: Các tác động khác, khi có liên quan, có thể được xác định theo yêu cầu thiết kế đối với dự án cụ thể.

2.3.1.2 Các tác động nhiệt

(1) Các tác động nhiệt cần được kể đến khi kiểm tra các trạng thái giới hạn sử dụng.

(2) Các tác động nhiệt cần được xét đến đối với các trạng thái giới hạn cực hạn khi chúng có ảnh hưởng đáng kể (ví dụ như điều kiện môi, kiểm tra ổn định khi hiệu ứng bậc hai là quan trọng, v.v...). Trong các trường hợp khác, không cần phải xét đến các ảnh hưởng nhiệt khi các cấu kiện đảm bảo đủ tính dẻo và khả năng xoay.

(3) Khi các tác động của nhiệt được kể đến, chúng phải được xem như các tác động thay đổi và được áp dụng với hệ số riêng và hệ số ψ .

CHÚ THÍCH: Hệ số ψ được xác định trong các phụ lục có liên quan của TCVN xxxx (EN 1990) và TCVN xxxx (EN 1991-1-5).

2.3.1.3 Lún/chuyển vị không đều

(1) Lún/chuyển vị không đều của kết cấu do lún nền có thể phân loại như tác động thường xuyên G_{set} và nằm trong các tổ hợp tác động. Nói chung, G_{set} được đại diện bởi tập hợp các giá trị lún/chuyển vị không đều giữa các móng độc lập hoặc một phần móng, $d_{set,i}$ (i là số móng độc lập hoặc phần (bộ phận) của móng).

CHÚ THÍCH: Khi lún không đều được kể đến, có thể sử dụng giá trị dự báo phù hợp về lún.

(2) Các ảnh hưởng của lún không đều nói chung phải đưa vào tính toán kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng.

(3) Đối với các trạng thái giới hạn cực hạn, lún/chuyển vị không đều cần được xét đến chỉ khi chúng có ảnh hưởng đáng kể (ví dụ như điều kiện môi, kiểm tra ổn định khi hiệu ứng bậc hai là quan trọng, v.v...). Trong các trường hợp khác, không cần xét đến các ảnh hưởng trên đối với trạng thái giới hạn cực hạn khi các cấu kiện đảm bảo đủ tính dẻo và khả năng xoay.

(4) Khi lún không đều được kể đến, cần áp dụng hệ số riêng cho các hệ quả của lún.

CHÚ THÍCH: Giá trị hệ số riêng cho các hệ quả của lún được xác định trong các phụ lục có liên quan của TCVN xxxx (EN 1990).

2.3.1.4 Ứng suất trước

- (1) Ứng suất trước được xem xét trong tiêu chuẩn này được tạo ra bởi các thanh căng chế tạo từ thép cường độ cao (sợi, tao cáp hoặc thanh).
- (2) Các thanh căng có thể được đặt chìm trong bê tông. Chúng có thể được căng trước có bám dính hoặc căng sau có bám dính hoặc không bám dính.
- (3) Các thanh căng có thể nằm ở bên ngoài kết cấu với các điểm tiếp xúc tại các chi tiết dẫn hướng và các neo.
- (4) Các điều khoản liên quan đến ứng suất trước có thể tìm trong 5.10.

2.3.2 Các tính chất của vật liệu và sản phẩm

2.3.2.1 Tổng quát

- (1) Các quy định về các tính chất vật liệu và sản phẩm được nêu trong 4 của TCVN xxxx (EN 1990).
- (2) Các điều khoản về bê tông, cốt thép và thép ứng suất trước được nêu trong 3 hoặc tiêu chuẩn sản phẩm liên quan.

2.3.2.2 Co ngót và từ biến

- (1) Co ngót và từ biến là các tính chất của bê tông theo thời gian. Nói chung, các hệ quả của chúng cần được kể đến khi kiểm tra các trạng thái giới hạn sử dụng.
- (2) Các hệ quả của co ngót và từ biến cần được xét đến ở trạng thái giới hạn cực hạn nếu các hệ quả của chúng là đáng kể, ví dụ như kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn về ổn định khi hiệu ứng bậc hai là quan trọng. Trong các trường hợp khác, không cần xét đến các hệ quả nói trên đối với các trạng thái giới hạn cực hạn khi cấu kiện có đủ tính dẻo và khả năng xoay.
- (3) Khi từ biến được kể đến, các hệ quả thiết kế của nó phải được đánh giá qua tổ hợp tựa thường xuyên của các tác động, bất kể trường hợp thiết kế là lâu dài, chuyển tiếp (tạm thời) hoặc bất thường.

CHÚ THÍCH: Trong hầu hết các trường hợp, các hệ quả của từ biến có thể được đánh giá dưới các tải trọng thường xuyên và giá trị trung bình của ứng suất trước.

2.3.3 Biến dạng của bê tông

- (1)P Các hậu quả của biến dạng do nhiệt, từ biến và co ngót gây ra phải được xem xét trong thiết kế.
- (2) Ảnh hưởng của các hệ quả này thường được giải quyết bằng việc tuân thủ các quy định nêu trong tiêu chuẩn này. Cũng nên xem xét những điểm dưới đây:
 - giảm thiểu biến dạng và nứt ở tuổi sớm, từ biến và co ngót thông qua thành phần cấp phối bê tông;
 - giảm thiểu sự ngăn cản biến dạng bằng các quy định về gối đỡ hoặc khe co giãn;

TCVN X1992-1-1:202X

- nếu có sự ngăn cản biến dạng, phải đảm bảo rằng ảnh hưởng của nó được kể đến trong thiết kế.

(3) Đối với kết cấu nhà, có thể bỏ qua các hệ quả của nhiệt và co ngót trong phân tích tổng thể khi bố trí các khe co giãn với khoảng cách d_{joint} nhằm thích ứng với các biến dạng sinh ra.

CHÚ THÍCH: Giá trị d_{joint} tuân thủ Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 30 m. Đối với kết cấu bê tông lắp ghép, giá trị này có thể lớn hơn so với bê tông đổ tại chỗ do một phần co ngót và từ biến đã xảy ra trước khi lắp dựng.

2.3.4 Số liệu hình học

2.3.4.1 Tổng quát

- (1) Các quy định về số liệu hình học được nêu trong 4 của TCVN xxxx (EN 1990).

2.3.4.2 Các yêu cầu bổ sung đối với cọc khoan nhồi

(1) PTính bất định liên quan đến tiết diện ngang của cọc khoan nhồi và quy trình đổ bê tông phải cho phép theo quy định trong thiết kế.

(2) Khi không có các quy định khác, đường kính của cọc khoan nhồi khi không có ống vách cố định được sử dụng trong tính toán thiết kế như sau:

- | | |
|--|--------------------------------------|
| – nếu $d_{\text{nom}} < 400 \text{ mm}$ | $d = d_{\text{nom}} - 20 \text{ mm}$ |
| – nếu $400 \leq d_{\text{nom}} \leq 1000 \text{ mm}$ | $d = 0,95d_{\text{nom}}$ |
| – nếu $d_{\text{nom}} > 1000 \text{ mm}$ | $d = d_{\text{nom}} - 50 \text{ mm}$ |

trong đó d_{nom} là đường kính danh định của cọc.

2.4 Kiểm tra theo phương pháp hệ số riêng

2.4.1 Tổng quát

- (1) Các quy định về phương pháp hệ số riêng được nêu trong 6 của TCVN xxxx (EN 1990).

2.4.2 Các giá trị thiết kế

2.4.2.1 Hệ số riêng cho tác động co ngót

- (1) Khi có yêu cầu xem xét các tác động của co ngót đối với trạng thái giới hạn cực hạn, cần sử dụng hệ số riêng γ_{SH} .

CHÚ THÍCH: Giá trị γ_{SH} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,0.

2.4.2.2 Hệ số riêng cho ứng suất trước

- (1) Ứng suất trước trong hầu hết các trường hợp đều có lợi và khi kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn, phải sử dụng hệ số $\gamma_{\text{P,fav}}$. Giá trị thiết kế của ứng suất trước có thể dựa vào giá trị trung bình của lực gây ứng suất trước (xem 4, TCVN xxxx (EN 1990)).

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{P,fav}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,0 cho trường hợp thiết kế lâu dài và chuyển tiếp (tạm thời). Giá trị này có thể dùng để kiểm tra mỗi.

- (2) Trong kiểm tra trạng giới hạn về ổn định với ứng suất trước căng ngoài, cần sử dụng $\gamma_{P,unfav}$ khi tăng giá trị ứng suất trước có thể gây bất lợi.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{P,unfav}$ trong trạng thái giới hạn ổn định ở quốc gia có thể cho thấy trong phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,3 đối với phân tích tổng thể.

- (3) Khi kiểm tra các hiệu ứng cục bộ, phải sử dụng $\gamma_{P,unfav}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{P,unfav}$ cho các hiệu ứng cục bộ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,2. Các hiệu ứng cục bộ của neo các thanh căng trước được xem xét trong 8.10.2.

2.4.2.3 Hệ số riêng cho tải trọng môi

- (1) Hệ số riêng cho tải trọng môi là $\gamma_{F,fat}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{F,fat}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,0.

2.4.2.4 Hệ số riêng cho vật liệu

- (1) Các hệ số riêng γ_C và γ_S cần sử dụng cho các trạng thái giới hạn cực hạn.

CHÚ THÍCH: Các giá trị γ_C và γ_S sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị cho các tình huống thiết kế 'lâu dài & tạm thời' và 'bất thường (sự cố)' được cho trong Bảng 2.1N. Các giá trị này không phù hợp với tình huống thiết kế chịu lửa mà cần tham chiếu TCVN xxxx (EN 1992-1-2).

Đối với kiểm tra môi, các hệ số riêng cho các tình huống thiết kế lâu dài nêu trong Bảng 2.1N được khuyến nghị cho $\gamma_{C,fat}$ và $\gamma_{S,fat}$.

Bảng 2.1N - Các hệ số riêng cho vật liệu đối với trạng thái giới hạn cực hạn

Các tình huống thiết kế	γ_C cho bê tông	γ_S cho cốt thép	γ_S cho thép ứng suất trước
Lâu dài và tạm thời	1,5	1,15	1,15
Bất thường (sự cố)	1,2	1,0	1,0

- (2) Các giá trị hệ số riêng cho vật liệu đối với kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng cần lấy theo các điều khoản riêng của tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Các giá trị γ_C và γ_S đối với trạng thái giới hạn sử dụng dùng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị cho các tình huống không nằm trong các điều khoản riêng của tiêu chuẩn này được lấy bằng 1,0.

- (3) Các giá trị thấp hơn của γ_C và γ_S có thể được sử dụng nếu có biện pháp làm giảm tính bất định trong tính toán khả năng chịu lực (sức kháng).

CHÚ THÍCH: Thông tin thêm được nêu trong Phụ lục A.

2.4.2.5 Các hệ số riêng cho các vật liệu làm nền móng

- (1) Các giá trị thiết kế của các tính chất cường độ của nền móng được xác định theo TCVN xxxx (EN 1997).
- (2) Hệ số riêng cho bê tông γ_c nêu trong 2.4.2.4 (1) cần nhân với hệ số k_f khi tính toán khả năng chịu lực của cọc bê tông đổ tại chỗ không có ống vách cố định.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_f sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,1.

2.4.3 Tổ hợp các tác động

- (1) Các dạng tổng quát của các tổ hợp các tác động đối với các trạng thái giới hạn cực hạn và các trạng thái giới hạn sử dụng được cho trong 6 của TCVN xxxx (EN 1990).

CHÚ THÍCH 1: Các biểu thức chi tiết đối với tổ hợp các tác động cho trong các phụ lục quy định của TCVN xxxx (EN 1990), ví dụ phụ lục A1 đối với nhà, A2 đối với cầu... với các giá trị khuyến nghị đối với các hệ số riêng và các giá trị đại diện của tác động được nêu ở phần chú thích.

CHÚ THÍCH 2: Tổ hợp các tác động để kiểm tra mỏi được nêu ở 6.8.3.

- (2) Đối với mỗi tác động thường xuyên, giá trị thiết kế cận dưới hoặc cận trên của chúng (chọn giá trị gây hệ quả bất lợi hơn) cần được áp dụng cho toàn bộ kết cấu (ví dụ, trọng lượng bản thân kết cấu).

CHÚ THÍCH: Có thể có một số ngoại lệ đối với quy định này (ví dụ, kiểm tra cân bằng tĩnh, xem 6 của TCVN xxxx (EN 1990)). Trong những trường hợp như vậy, nhóm các hệ số riêng khác nhau (nhóm A) có thể sử dụng. Ví dụ về nhóm các hệ số riêng cho công trình nhà được cho trong Phụ lục A1 của TCVN xxxx (EN 1990).

2.4.4 Kiểm tra cân bằng tĩnh – EQU

- (1) Dạng độ tin cậy để kiểm tra cân bằng tĩnh cũng được áp dụng cho các tình huống thiết kế cân bằng tĩnh, ví dụ như neo giữ các thiết bị hoặc kiểm tra sự đẩy nổi của các gối tựa của dầm liên tục.

CHÚ THÍCH: Thông tin thêm được cho trong Phụ lục A của TCVN xxxx (EN 1990).

2.5 Thiết kế dựa vào thí nghiệm

- (1) Thiết kế kết cấu hoặc cấu kiện chịu lực có thể dựa vào thí nghiệm.

CHÚ THÍCH: Thông tin thêm nêu trong 5 và Phụ lục D của TCVN xxxx (EN 1990).

2.6 Các yêu cầu bổ sung đối với móng

- (1) PKhi sự tương tác nền – kết cấu có ảnh hưởng đáng kể đến hệ quả các tác động trong kết cấu, các tính chất của đất nền và các hệ quả của tương tác phải được kể đến theo TCVN xxxx (EN 1997-1).
- (2) Khi lún không đều là đáng kể, phải kiểm tra ảnh hưởng của lún đến các hệ quả tác động trong kết cấu.

CHÚ THÍCH 1: Phụ lục G có thể dùng cho mô hình tương tác đất – kết cấu.

CHÚ THÍCH 2: Các phương pháp đơn giản bỏ qua các hệ quả của biến dạng nền thường thích hợp với phần lớn thiết kế kết cấu.

(3) Móng bê tông phải có kích thước xác định theo TCVN xxxx (EN 1997-1).

(4) Thiết kế phải bao gồm các ảnh hưởng của hiện tượng như lún sụt, dịch chuyển ngang, đóng băng, tan băng, xói lở.... tại các khu vực có liên quan.

2.7 Các yêu cầu đối với các neo liên kết

(1) Các hệ quả cục bộ và các hệ quả kết cấu của neo liên kết cần được xem xét.

CHÚ THÍCH: Các yêu cầu cho thiết kế neo liên kết được nêu trong Dự thảo tiêu chuẩn “Thiết kế neo liên kết trong bê tông” (đang được biên soạn). Dự thảo tiêu chuẩn này sẽ bao gồm việc thiết kế các dạng liên kết sau đây:

Neo liên kết chôn sẵn:

- neo có mũ,
- thanh thép chữ U,

và neo liên kết đặt sau:

- neo giãn nở,
- neo cốt,
- vít xoắn dùng cho bê tông,
- neo bám dính,
- neo giãn nở bám dính,
- neo cốt bám dính.

Tính năng của các neo liên kết cần phù hợp với tiêu chuẩn CEN hoặc phải được chứng minh bằng Phê chuẩn kỹ thuật của châu Âu (European Technical Approval - ETA).

Dự thảo tiêu chuẩn “Thiết kế neo liên kết trong bê tông” bao gồm việc truyền tải trọng lên kết cấu một cách cục bộ.

Trong thiết kế kết cấu, tải trọng và các yêu cầu bổ sung được nêu trong Phụ lục A của Dự thảo tiêu chuẩn nêu trên cần được kể đến.

3. VẬT LIỆU

3.1 Bê tông

3.1.1 Quy định chung

(1) PCác điều khoản sau đây đưa ra các nguyên tắc và các quy định cho bê tông thường và bê tông cường độ cao.

(2) Các quy định cho bê tông cốt liệu nhẹ được nêu trong 11.

3.1.2 Cường độ

(1) PCường độ chịu nén của bê tông được biểu thị bằng cấp cường độ của bê tông, liên quan đến cường độ đặc trưng (5 %) của mẫu trụ f_{ck} hoặc mẫu lập phương $f_{ck,cube}$ theo TCVN xxxx (EN 206).

(2) PCấp cường độ trong tiêu chuẩn này dựa trên cường độ đặc trưng f_{ck} của mẫu trụ xác định ở 28 ngày tuổi với giá trị lớn nhất là C_{max} .

CHÚ THÍCH: Giá trị C_{max} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là C90/105.

(3) Cường độ đặc trưng f_{ck} và các đặc trưng cơ học tương ứng cần thiết cho thiết kế được cho trong Bảng 3.1.

(4) Trong một số tình huống (ví dụ như tạo ứng suất trước), có thể đánh giá cường độ chịu nén của bê tông trước hoặc sau 28 ngày tuổi, trên cơ sở các mẫu thí nghiệm được lưu giữ ở các điều kiện khác với các điều kiện đã được mô tả trong TCVN xxxx (EN 12390).

Nếu cường độ bê tông được xác định ở thời điểm $t > 28$ ngày tuổi, các giá trị α_{cc} và α_{ct} định nghĩa trong 3.1.6 (1)P và 3.1.6 (2)P cần được giảm xuống bởi hệ số k_t .

CHÚ THÍCH: Giá trị k_t sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,85.

(5) Có thể yêu cầu phải chỉ định cường độ chịu nén của bê tông $f_{ck}(t)$ tại thời điểm t đối với một số giai đoạn (ví dụ như tháo ván khuôn, truyền ứng suất trước), trong đó

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(\text{MPa}) \text{ đối với } 3 < t < 28 \text{ ngày}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ đối với } t \geq 28 \text{ ngày}$$

Các giá trị chính xác hơn cần dựa trên các thí nghiệm, đặc biệt đối với $t \leq 3$ ngày tuổi.

(6) Cường độ chịu nén của bê tông ở t ngày tuổi phụ thuộc vào loại xi măng, nhiệt độ và điều kiện bảo dưỡng. Đối với nhiệt độ trung bình 20 °C và bảo dưỡng theo TCVN xxxx (EN 12390), cường độ chịu nén $f_{cm}(t)$ của bê tông ở các ngày tuổi khác nhau có thể dự tính theo các biểu thức (3.1) và (3.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

với

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

trong đó:

$f_{cm}(t)$ là cường độ chịu nén trung bình của bê tông ở tuổi t ngày;

f_{cm} là cường độ chịu nén trung bình của bê tông ở tuổi 28 ngày, theo Bảng 3.1;

$\beta_{cc}(t)$ là hệ số phụ thuộc ngày tuổi t của bê tông;

t là số ngày tuổi của bê tông;

s là hệ số phụ thuộc loại xi măng:

= 0,2 đối với xi măng có cấp cường độ CEM 42,5 R, CEM 52,5 N và CEM 52,5 R (cấp R);

= 0,25 đối với xi măng có cấp cường độ CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (cấp N);

= 0,38 đối với xi măng có cấp cường độ CEM 32,5 N (cấp S).

CHÚ THÍCH: $\exp\{\}$ tương tự như e^{θ} .

Khi bê tông không phù hợp với yêu cầu kỹ thuật đặt ra đối với cường độ chịu nén ở 28 ngày tuổi, việc sử dụng các biểu thức (3.1) và (3.2) sẽ không thích hợp.

Điều này không nên sử dụng để hồi tố nhằm khẳng định sự không phù hợp với cường độ tham chiếu bằng sự tăng lên sau đó của cường độ.

Đối với các tình huống áp dụng bảo dưỡng bằng nhiệt cho cấu kiện, xem 10.3.1.1 (3).

(7) Cường độ chịu kéo là ứng suất lớn nhất đạt được dưới tác dụng của lực kéo đúng tâm. Đối với cường độ chịu kéo khi uốn, cần tham khảo 3.1.8 (1).

(8) Khi cường độ chịu kéo được xác định theo cường độ chịu kéo khi bẻ $f_{ct,sp}$, giá trị gần đúng của cường độ chịu kéo dọc trục f_{ct} có thể lấy bằng:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) Sự phát triển cường độ chịu kéo theo thời gian chịu ảnh hưởng mạnh của điều kiện bảo dưỡng và điều kiện làm khô cũng như các kích thước của các cấu kiện kết cấu. Như một gần đúng đầu tiên, có thể giả thiết cường độ chịu kéo $f_{ctm}(t)$ bằng:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

trong đó $\beta_{cc}(t)$ xác định theo biểu thức (3.2) và

$\alpha = 1$ đối với $t < 28$

$\alpha = 2/3$ đối với $t \geq 28$. Các giá trị f_{ctm} cho trong Bảng 3.1.

CHÚ THÍCH: Khi sự phát triển cường độ chịu kéo theo thời gian là quan trọng, khuyến nghị các thí nghiệm được thực hiện có kể đến các điều kiện tiếp xúc với môi trường và các kích thước của cấu kiện kết cấu.

Bảng 3.1 Các đặc trưng cường độ và biến dạng của bê tông

Cấp độ bền (cường độ) của bê tông															Diễn giải/Quan hệ phân tích	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	2,8	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	10		
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	5		
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$ $f_{ctm} = 0,3.f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12.\ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$	
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5		
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6		
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3} \text{ (} f_{cm}, \text{MPa)}$ $\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7.f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \text{ (Xem Hình 3.2)}$	
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8		
ε_{cu1} (‰)	3,5															
ε_{c2} (‰)	2,0															$\varepsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98-f_{cm})/100]^4$ với $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$ (xem Hình 3.2) $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck}-50)^{0,53}$ với $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$ (xem Hình 3.3)
ε_{cu2} (‰)	3,5															
n	2,0															
ε_{c3} (‰)	1,75															$\varepsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90-f_{ck})/100]^4$ với $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$ (xem Hình 3.3) $n = 1,4 + 23,4[(90-f_{ck})/100]^4$ với $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck}-50)/40]$ với $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$ (xem Hình 3.4)
ε_{cu3} (‰)	3,5															
	$n = 1,4 + 23,4[(90-f_{ck})/100]^4$ với $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$															

3.1.3 Biến dạng đàn hồi

(1) Các biến dạng đàn hồi của bê tông phụ thuộc lớn vào thành phần của bê tông (đặc biệt là cốt liệu). Các giá trị cho trong tiêu chuẩn này nên được xem như là chỉ dẫn cho những áp dụng chung. Tuy nhiên, chúng cần được đánh giá cụ thể nếu kết cấu có khả năng nhạy với độ lệch so với các giá trị chung này.

(2) Môđun đàn hồi của bê tông được kiểm soát bằng môđun đàn hồi của các thành phần của bê tông. Giá trị gần đúng của môđun đàn hồi E_{cm} đối với bê tông cốt liệu thạch anh được cho trong Bảng 3.1, bằng giá trị môđun cát tuyến nằm giữa $\sigma_c = 0$ và $0,4f_{cm}$. Đối với cốt liệu đá vôi và đá cát kết, giá trị môđun đàn hồi cần giảm xuống tương ứng 10 % và 30 %. Đối với cốt liệu đá bazan, giá trị môđun đàn hồi cần tăng lên 20%.

CHÚ THÍCH: Phụ lục Quốc gia có thể viện dẫn đến các thông tin bổ sung không mâu thuẫn.

(3) Sự thay đổi của môđun đàn hồi theo thời gian có thể dự tính bằng biểu thức:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.5)$$

trong đó $E_{cm}(t)$ và $f_{cm}(t)$ là các giá trị ở t ngày tuổi, E_{cm} và f_{cm} là các giá trị xác định ở 28 ngày tuổi. Quan hệ giữa $f_{cm}(t)$ và f_{cm} lấy theo biểu thức (3.1).

(4) Hệ số Poat xông có thể lấy bằng 0,2 đối với bê tông không bị nứt và bằng 0 đối với bê tông bị nứt.

(5) Trừ khi có các thông tin chính xác hơn, hệ số giãn nở nhiệt tuyến tính có thể lấy bằng $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4 Từ biến và co ngót

(1) Từ biến và co ngót của bê tông phụ thuộc độ ẩm môi trường xung quanh, kích thước cấu kiện và thành phần của bê tông. Từ biến cũng chịu ảnh hưởng bởi độ tuổi của bê tông khi đặt tải lần đầu tiên và phụ thuộc vào khoảng thời gian tác dụng và độ lớn của tải trọng.

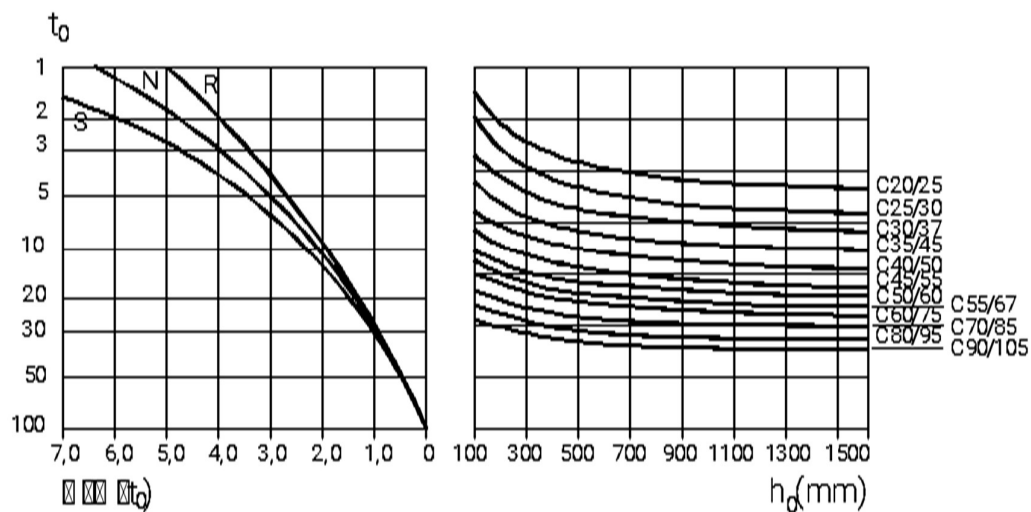
(2) Hệ số từ biến $\varphi(t, t_0)$ liên quan tới môđun tiếp tuyến E_c , có thể lấy bằng $1,05E_{cm}$. Khi không cần độ chính xác cao, giá trị tìm được trên Hình 3.1 có thể xem như hệ số từ biến nếu bê tông không chịu ứng suất nén lớn hơn $0,45f_{ck}(t_0)$ ở t_0 ngày tuổi – tuổi của bê tông tại thời điểm chất tải.

CHÚ THÍCH: Để có thêm thông tin, bao gồm cả sự phát triển từ biến theo thời gian, có thể xem Phụ lục B

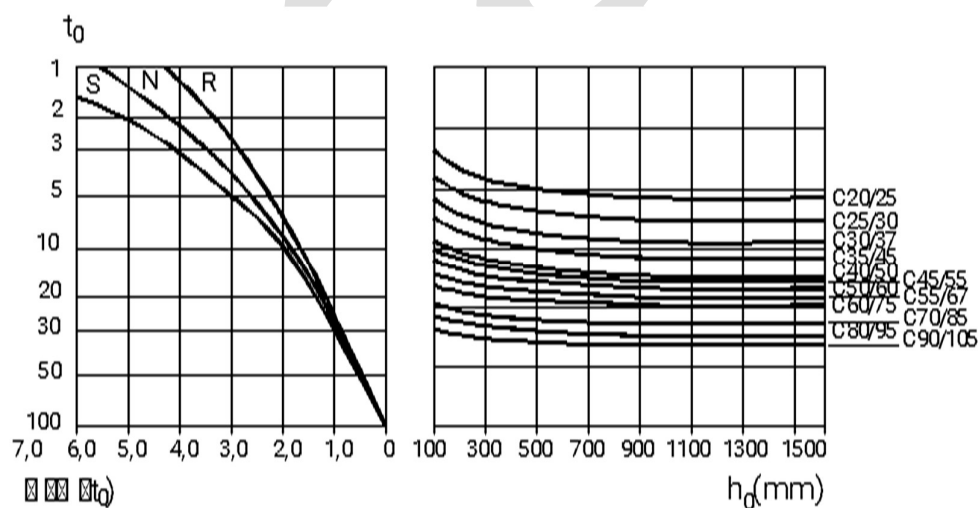
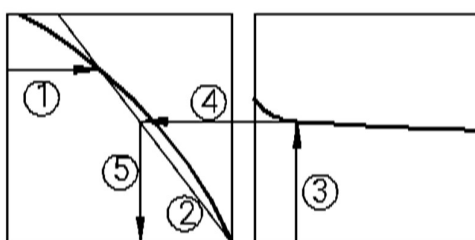
(3) Biến dạng do từ biến của bê tông $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ tại thời điểm $t = \infty$ đối với ứng suất nén không đổi σ_c tác dụng lên bê tông ở tuổi t_0 được xác định bằng biểu thức:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

(4) Khi ứng suất nén của bê tông tại tuổi t_0 lớn hơn $0,45f_{ck}(t_0)$, cần xét đến từ biến phi tuyến. Ứng suất cao nói trên có thể xảy ra do ứng suất trước, ví dụ như trong cấu kiện bê tông đúc sẵn tại cao độ của thanh cằng. Trong trường hợp này, hệ số từ biến phi tuyến quy ước có thể xác định như sau:



a) Điều kiện trong nhà – RH = 50 %



b) Điều kiện ngoài trời – RH = 80 %

Hình 3.1 - Phương pháp xác định hệ số từ biến $\varphi(\infty, t_0)$ đối với bê tông trong các điều kiện môi trường bình thường

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) \quad (3.7)$$

trong đó:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ là hệ số từ biến phi tuyến quy ước, thay thế cho $\varphi(\infty, t_0)$;

k_σ là tỷ số ứng suất/cường độ, $\sigma_c/f_{ck}(t_0)$, trong đó σ_c là ứng suất nén và $f_{ck}(t_0)$ là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông tại thời điểm chất tải.

(5) Các giá trị cho trong Hình 3.1 chỉ đúng với nhiệt độ môi trường xung quanh từ -40 °C đến +40 °C và độ ẩm tương đối trung bình từ RH = 40 % đến RH = 100 %. Các ký hiệu sau đây được sử dụng:

$\varphi(\infty, t_0)$ là hệ số từ biến cuối cùng;

t_0 là tuổi của bê tông tại thời điểm chất tải, tính bằng ngày;

h_0 là kích thước quy ước = $2A_c/u$, trong đó A_c là diện tích tiết diện ngang của bê tông và u là chu vi của phần tiếp xúc với môi trường làm cho bê tông khô;

S là cấp S theo 3.1.2 (6);

N là cấp N theo 3.1.2 (6);

R là cấp R theo 3.1.2 (6).

(6) Tổng biến dạng do co ngót là tổ hợp của hai thành phần: biến dạng do co ngót khô và biến dạng do co ngót nội sinh. Biến dạng do co ngót khô phát triển chậm vì đây là sự hoạt động dịch chuyển của nước trong bê tông đã đóng rắn. Biến dạng do co ngót nội sinh phát triển trong quá trình bê tông đóng rắn: phần chủ yếu phát triển ngay trong các ngày sau khi đổ bê tông. Co ngót nội sinh là một hàm số tuyến tính của cường độ bê tông. Biến dạng do co ngót cần được đặc biệt xem xét khi phần bê tông mới đổ liền với phần bê tông đã đóng rắn. Do đó, giá trị tổng biến dạng do co ngót ε_{cs} là:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

trong đó:

ε_{cs} là tổng biến dạng do co ngót;

ε_{cd} là biến dạng do co ngót do khô;

ε_{ca} là biến dạng do co ngót nội sinh.

Giá trị cuối cùng của biến dạng do co ngót do khô $\varepsilon_{cd,\infty}$ bằng $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. $\varepsilon_{cd,0}$ có thể lấy theo Bảng 3.2 (các giá trị trung bình kỳ vọng với hệ số biến động khoảng 30 %).

CHÚ THÍCH: Công thức để tính giá trị $\varepsilon_{cd,0}$ được cho trong Phụ lục B.

Bảng 3.2 - Các giá trị danh định co ngót tự do do khô $\varepsilon_{cd,0}$ (tính theo ‰) đối với bê tông dùng xi măng CEM cấp N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Độ ẩm tương đối (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Sự phát triển biến dạng co khô theo thời gian được tính như sau:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

trong đó

k_h là hệ số phụ thuộc kích thước quy ước h_0 , lấy theo Bảng 3.3.

Bảng 3.3 - Các giá trị k_h trong biểu thức (3.9)

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

trong đó:

- t là tuổi của bê tông tại thời điểm xem xét, tính bằng ngày;
- t_s là tuổi của bê tông (ngày) tại thời điểm bắt đầu co khô (hoặc trương nở). Thông thường đó là thời điểm kết thúc bảo dưỡng;
- h_0 là kích thước quy ước (mm) của tiết diện ngang = $2A_c/u$;

trong đó:

A_c là diện tích tiết diện ngang của bê tông;

u là chu vi của phần tiết diện ngang tiếp xúc với môi trường khô.

Biến dạng do co ngót nội sinh có thể xác định theo biểu thức:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

trong đó:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (3.12)$$

và

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.13)$$

trong đó t là thời gian tính bằng ngày.

3.1.5 Quan hệ ứng suất – biến dạng dùng để phân tích phi tuyến

(1) Quan hệ giữa σ_c và ε_c trên Hình 3.2 (ứng suất nén và biến dạng co ngắn được biểu diễn bằng các giá trị tuyệt đối) đối với thành phần ngắn hạn của tải trọng dọc trục được mô tả bằng biểu thức (3.14):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.14)$$

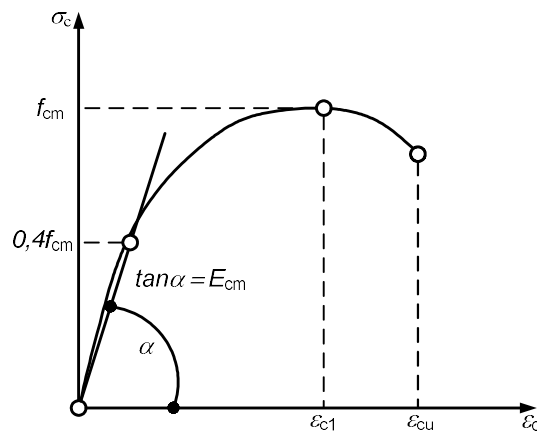
trong đó:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

ε_{c1} là biến dạng ứng với ứng suất lớn nhất, lấy theo Bảng 3.1;

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ lấy theo Bảng 3.1}).$$

Biểu thức (3.14) đúng khi $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, trong đó ε_{cu1} là biến dạng giới hạn danh định.



Hình 3.2 – Biểu đồ quan hệ ứng suất – biến dạng dùng để phân tích kết cấu ($0,4f_{cm}$ là giá trị gần đúng để xác định E_{cm})

(2) Các quan hệ ứng suất – biến dạng được lý tưởng hóa khác có thể được áp dụng nếu chúng đại diện đầy đủ cho sự ứng xử của bê tông đang xét.

3.1.6 Cường độ chịu nén thiết kế và cường độ chịu kéo thiết kế

(1) PGiá trị cường độ chịu nén thiết kế được xác định theo biểu thức:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (3.15)$$

trong đó:

γ_C là hệ số riêng đối với bê tông, xem 2.4.2.4; và

α_{cc} là hệ số kể đến các ảnh hưởng dài hạn lên cường độ chịu nén và các ảnh hưởng bất lợi từ phương pháp đặt tải.

CHÚ THÍCH: Giá trị α_{cc} sử dụng trong quốc gia nên nằm trong khoảng từ 0,8 đến 1,0 và có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,0.

(2) PGiá trị cường độ chịu kéo thiết kế f_{ctd} được xác định theo biểu thức sau:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_C \quad (3.16)$$

trong đó:

γ_C là hệ số riêng của bê tông, xem 2.4.2.4;

α_{ct} là hệ số kể đến các ảnh hưởng dài hạn lên cường độ chịu kéo và các ảnh hưởng bất lợi từ phương pháp đặt tải.

CHÚ THÍCH: Giá trị α_{ct} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,0.

3.1.7 Các quan hệ ứng suất – biến dạng để thiết kế tiết diện ngang

(1) Để thiết kế tiết diện ngang, có thể sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng sau đây, xem Hình 3.3 (biến dạng khi nén biểu diễn bằng giá trị dương):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{khi } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (3.17)$$

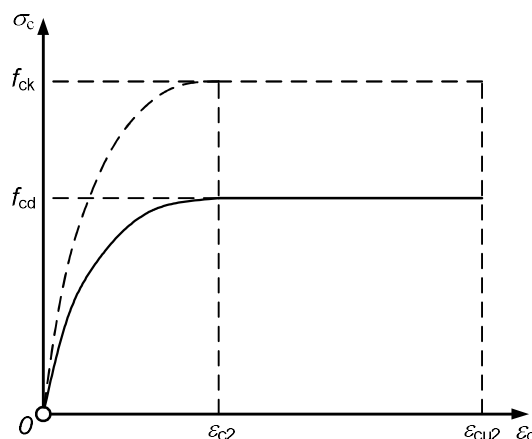
$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{khi } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

trong đó:

n là hệ số mũ, lấy theo Bảng 3.1;

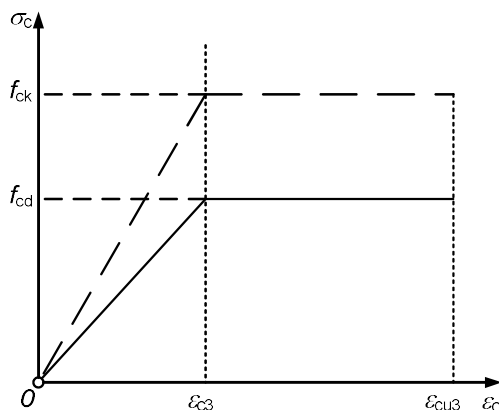
ϵ_{c2} là biến dạng khi bê tông đạt cường độ lớn nhất, theo Bảng 3.1;

ϵ_{cu2} là biến dạng cực hạn, lấy theo Bảng 3.1.



Hình 3.3 - Biểu đồ parabol – chữ nhật đối với bê tông chịu nén

(2) Các quan hệ ứng suất – biến dạng được đơn giản hóa khác có thể sử dụng nếu tương đương hoặc an toàn hơn so với quan hệ nêu trong (1), ví dụ như quan hệ hai đường thẳng tuyến tính như trong Hình 3.4 (ứng suất nén và biến dạng co ngắn biểu diễn bằng các giá trị tuyệt đối) với các giá trị ε_{c3} và ε_{cu3} lấy theo Bảng 3.1.



Hình 3.4 - Quan hệ ứng suất – biến dạng theo hai đường thẳng tuyến tính

(3) Có thể giả thiết phân bố ứng suất dạng chữ nhật (như thể hiện trong Hình 3.5). Hệ số λ để xác định chiều cao hiệu dụng của vùng bê tông chịu nén và hệ số η để xác định cường độ hiệu quả, lấy như sau:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{đối với } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

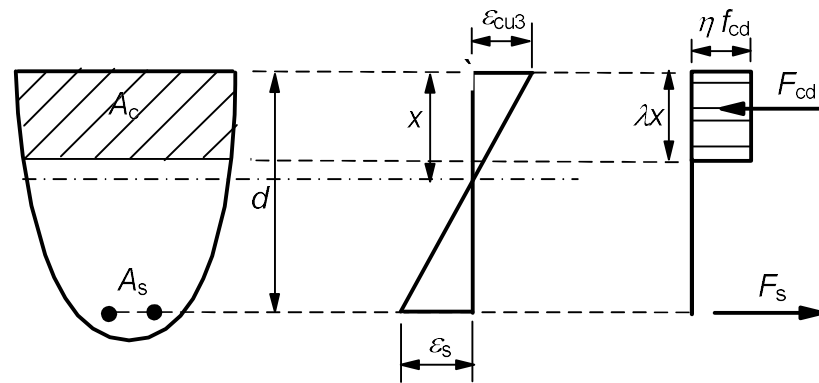
$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{đối với } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

và

$$\eta = 1,0 \quad \text{đối với } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{đối với } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

CHÚ THÍCH: Nếu chiều rộng của vùng chịu nén bị giảm xuống theo hướng của thớ chịu nén ngoài cùng, thì giá trị hệ số ηf_{cd} cần được giảm xuống 10 %.



Hình 3.5 - Phân bố ứng suất dạng chữ nhật

3.1.8 Cường độ chịu kéo khi uốn

(1) Giá trị trung bình của cường độ chịu kéo khi uốn của cấu kiện bê tông cốt thép phụ thuộc vào cường độ chịu kéo dọc trục trung bình và phụ thuộc vào chiều cao của tiết diện ngang. Có thể sử dụng mối quan hệ sau đây:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm} ; f_{ctm} \right\} \quad (3.23)$$

trong đó:

h là chiều cao tổng cộng của cấu kiện, mm;

f_{ctm} là cường độ chịu kéo dọc trục trung bình, lấy theo Bảng 3.1.

Mối quan hệ nêu trong biểu thức (3.23) cũng có thể áp dụng cho các giá trị cường độ chịu kéo đặc trưng.

3.1.9 Hiệu ứng bó của bê tông

(1) Hiệu ứng bó của bê tông làm thay đổi quan hệ hiệu dụng của ứng suất – biến dạng: đạt được cường độ cao hơn và biến dạng tới hạn cao hơn. Các đặc trưng vật liệu cơ bản khác có thể xem như không ảnh hưởng đối với thiết kế.

(2) Khi không có các số liệu chính xác hơn, có thể sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng trên Hình 3.6 (biến dạng nén biểu diễn bằng giá trị dương) với cường độ đặc trưng và biến dạng được gia tăng theo biểu thức sau:

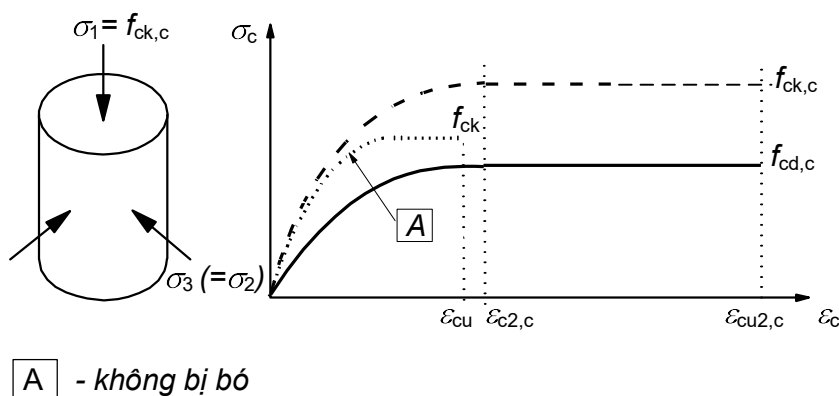
$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,000 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{đối với } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{đối với } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (3.27)$$

trong đó $\sigma_2 (= \sigma_3)$ là ứng suất nén ngang hiệu dụng ở trạng thái giới hạn cực hạn do hiệu ứng bó, ε_{c2} và ε_{cu2} lấy theo Bảng 3.1. Hiệu ứng bó có thể phát sinh bởi các cốt thép đai kín và chúng có thể đạt tới điều kiện dẻo khi bê tông giãn nở ngang.



Hình 3.6 - Quan hệ ứng suất – biến dạng đối với bê tông bị bó (bị kiềm chế biến dạng nở ngang)

3.2 Cốt thép

3.2.1 Quy định chung

(1) PCác điều dưới đây đưa ra những nguyên tắc và các quy định đối với cốt thép dưới dạng thanh, thanh thép cuộn, lưới thép hàn và cốt thép dạng giàn rỗng. Các điều này không áp dụng cho các thanh thép được phủ (sơn hoặc mạ) đặc biệt.

(2) PCác yêu cầu về các tính chất của cốt thép là các yêu cầu dùng cho vật liệu đặt trong bê tông đã đóng rắn. Nếu các hoạt động trên công trường có thể ảnh hưởng đến các tính chất của cốt thép, thì các tính chất này phải được kiểm tra sau khi xảy ra các hoạt động đó.

(3) PKhi sử dụng các loại thép khác không phù hợp với EN 10080, phải kiểm tra các tính chất của cốt thép theo 3.2.2 đến 3.2.6 và Phụ lục C.

(4) PCác tính chất yêu cầu của cốt thép phải được kiểm tra bằng các quy trình thí nghiệm phù hợp với EN 10080.

CHÚ THÍCH: EN 10080 nói đến giới hạn chảy R_e liên quan đến các giá trị đặc trưng, các giá trị lớn nhất và nhỏ nhất dựa trên mức độ chất lượng lâu dài của sản phẩm. Ngược lại, f_{yk} là cường độ chảy dẻo đặc trưng chỉ dựa trên cốt thép được sử dụng trong một kết cấu cụ thể. Không có sự liên quan trực tiếp giữa f_{yk} và đặc trưng R_e . Tuy nhiên, các phương pháp đánh giá và kiểm tra cường độ chảy dẻo nêu trong EN 10080 đủ để kiểm tra và xác định được f_{yk} .

(5) Các quy định áp dụng có liên quan đến dầm kiểu giàn (xem định nghĩa nêu trong EN 10080) chỉ áp dụng cho các thanh thép có gờ. Dầm kiểu giàn được chế tạo với các dạng cốt thép khác có thể cho trong tài liệu ETA phù hợp.

3.2.2 Các tính chất

(1)P Sự làm việc của cốt thép được quy định bằng các tính chất sau:

- cường độ chảy (f_{yk} hoặc $f_{0,2k}$);
- cường độ chảy thực tế lớn nhất ($f_{y,max}$);
- cường độ chịu kéo (f_t);
- tính dẻo (ϵ_{uk} và f_t/f_{yk});
- tính dễ uốn;
- các đặc trưng bám dính (f_R : xem Phụ lục C);
- kích thước và sai số của tiết diện;
- cường độ mối;
- tính hàn được;
- cường độ chịu cắt và cường độ mối hàn đối với lưới thép hàn và dầm kiểu giàn.

(2)PTiêu chuẩn này áp dụng cho cốt thép có gờ và có tính hàn được, bao gồm cả lưới thép hàn. Phương pháp hàn được phép sử dụng nêu trong Bảng 3.4.

CHÚ THÍCH 1: Các tính chất của cốt thép sử dụng cùng với tiêu chuẩn này cho trong Phụ lục C.

CHÚ THÍCH 2: Các tính chất và các quy định sử dụng các thanh thép dùng cho các sản phẩm bê tông đúc sẵn có thể tìm trong các tiêu chuẩn sản phẩm liên quan.

(3)PCác quy định áp dụng cho thiết kế và cấu tạo trong tiêu chuẩn này chỉ phù hợp với dải cường độ chảy dẻo quy định, nằm trong khoảng $f_{yk} = 400$ MPa đến 600 MPa.

CHÚ THÍCH: Giới hạn cận trên của f_{yk} trong khoảng trên để sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia.

(4)PCác đặc trưng bề mặt của cốt thép có gờ phải đảm bảo sao cho thép có đủ khả năng bám dính với bê tông.

(5)Khả năng bám dính cần thiết có thể giả thiết bởi sự tuân thủ các quy định về diện tích của gờ nhô ra f_R .

CHÚ THÍCH: Các giá trị tối thiểu của diện tích gờ có liên quan f_R cho trong Phụ lục C.

(6)PCốt thép phải có đủ tính dễ uốn để cho phép sử dụng đường kính trục uốn tối thiểu được quy định trong Bảng 8.1 và cho phép uốn lại.

CHÚ THÍCH: Các yêu cầu về uốn và uốn lại, xem Phụ lục C.

3.2.3 Cường độ

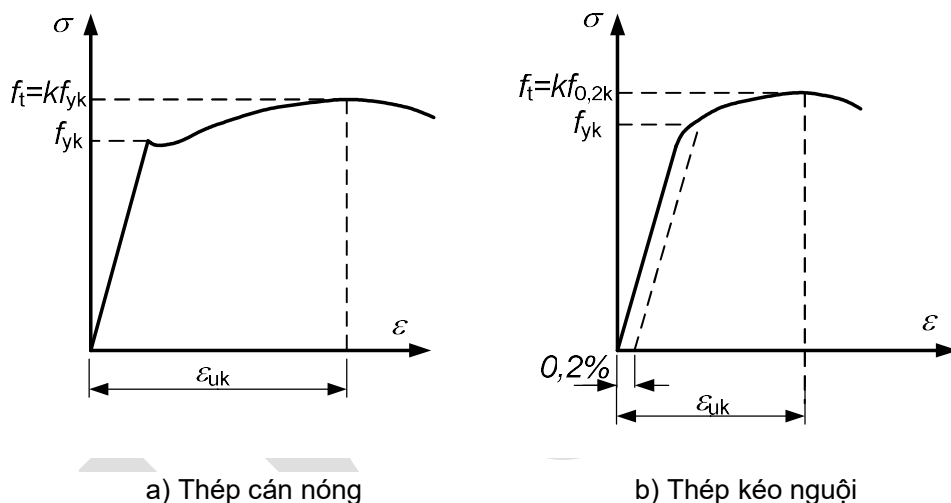
(1) PCường độ chảy f_{yk} (hoặc ứng suất ứng với biến dạng dư 0,2 %, $f_{0,2k}$) và cường độ chịu kéo f_{tk} được xác định lần lượt bằng giá trị đặc trưng của lực chảy dẻo, và lực kéo dọc trục trực tiếp đặc trưng lớn nhất chia cho diện tích danh định của tiết diện.

3.2.4 Các đặc trưng dẻo

(1) PCốt thép phải có đủ tính dẻo trong đó tính dẻo được xác định bằng tỷ số giữa cường độ chịu kéo và ứng suất chảy $(f_t/f_y)_k$ và độ giãn dài tại lực lớn nhất, ϵ_{uk} .

(2) Hình 3.7 biểu diễn đường cong ứng suất – biến dạng đối với thép cán nóng và thép kéo nguội điển hình.

CHÚ THÍCH: Các giá trị của $k = (f_t/f_y)_k$ và ϵ_{uk} đối với thép loại A, B, C nêu trong Phụ lục C.



**Hình 3.7 – Các biểu đồ ứng suất – biến dạng của cốt thép điển hình
(các giá trị tuyệt đối biểu diễn ứng suất kéo và biến dạng)**

3.2.5 Hàn

(1) PQuá trình hàn các thanh cốt thép phải phù hợp với Bảng 3.4 và tính hàn được phải phù hợp với EN 10080.

(2) PViệc hàn cốt thép phải được thực hiện theo tiêu chuẩn EN ISO 17660.

(3) PCường độ của các mối hàn dọc theo chiều dài neo của lưới thép hàn phải đảm bảo đủ để chịu các lực thiết kế.

(4) Cường độ của các mối hàn của lưới thép hàn có thể giả thiết đủ nếu mỗi mối hàn có thể chịu được lực cắt không nhỏ hơn 25 % lực tương đương với ứng suất chảy đặc trưng chỉ định nhân với diện tích danh định của tiết diện ngang. Lực này cần dựa trên cơ sở diện tích của sợi thép lớn hơn nếu có hai loại sợi khác nhau.

Bảng 3.4 - Quá trình hàn được phép áp dụng và các ví dụ áp dụng

Trường hợp tải trọng	Phương pháp hàn	Thanh thép ⁽¹⁾ trong vùng kéo	Thanh thép ⁽¹⁾ trong vùng nén
Tác dụng tĩnh là chủ yếu ((xem 6.8.1 (2))	Hàn đối đầu nóng chảy	Mối hàn đối đầu	
	Hàn tay hồ quang và hàn hồ quang kim loại với điện cực góc	Mối hàn đối đầu với $\varphi \geq 20$ mm, mối hàn có thanh nối, mối hàn chồng, mối hàn chữ thập ⁽³⁾ , mối hàn với cấu kiện thép khác	
	Hàn hồ quang hoạt tính điện cực kim loại	Mối hàn có thanh nối, mối hàn chồng, chữ thập và mối hàn với các cấu kiện thép khác	
		-	Mối hàn đối đầu với $\varphi \geq 20$ mm
	Hàn ma sát	Mối hàn đối đầu, mối hàn với thép khác	
	Hàn điểm tiếp xúc	Mối hàn chồng ⁽⁴⁾ , mối hàn chữ thập ^(2,4)	
Tác dụng tĩnh không là chủ yếu ((xem 6.8.1 (2))	Hàn đối đầu nóng chảy	Mối nối đối đầu	
	Hàn tay hồ quang kim loại	-	Mối hàn đối đầu với $\varphi \geq 14$ mm
	Hàn hồ quang hoạt tính điện cực kim loại	-	Mối hàn đối đầu với $\varphi \geq 14$ mm
	Hàn tiếp xúc điểm	Mối hàn chồng ⁽⁴⁾ , mối hàn chữ thập ^(2,4)	
CHÚ THÍCH:			
(1) Chỉ các thanh thép có cùng đường kính danh định có thể hàn với nhau.			
(2) Tỷ lệ cho phép của các thanh thép có đường kính hỗn hợp $\geq 0,57$.			
(3) Đối với mối nối chịu lực $\varphi \leq 16$ mm.			
(4) Đối với mối nối chịu lực $\varphi \leq 28$ mm.			

3.2.6 Mối

(1)PKhi có yêu cầu về cường độ chịu mối, phải kiểm tra theo EN 10080.

CHÚ THÍCH: Thông tin nêu trong Phụ lục C.

3.2.7 Các giả thiết tính toán

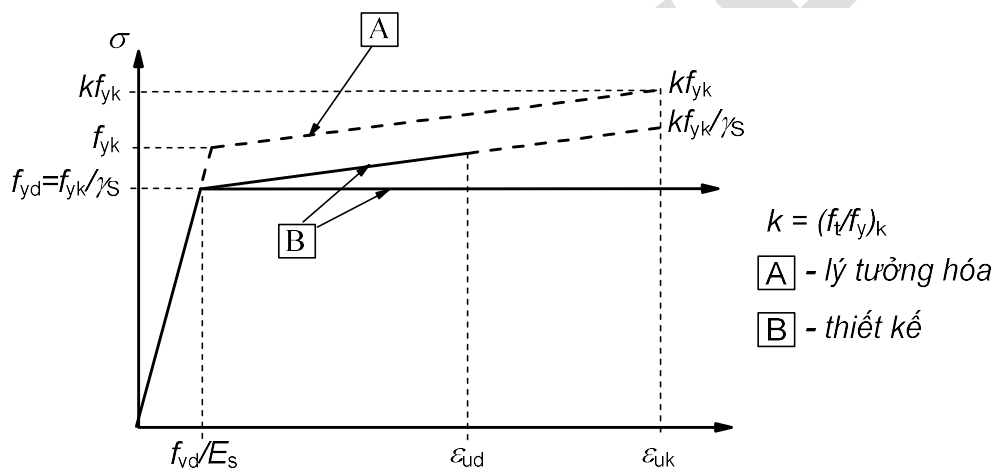
(1) Thiết kế cần dựa trên diện tích tiết diện ngang danh định của cốt thép và các giá trị thiết kế được suy ra từ các giá trị đặc trưng cho trong 3.2.2.

(2) Đối với thiết kế bình thường, có thể sử dụng các giả thiết sau (xem Hình 3.8):

- nhánh nghiêng ở trên có giới hạn biến dạng ϵ_{ud} và ứng suất lớn nhất $k \cdot f_{yk} / \gamma_s$ tại ϵ_{uk} , trong đó $k = (f_t/f_y)_k$,
- Đối với nhánh trên nằm ngang, không cần phải kiểm tra biến dạng giới hạn.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị ϵ_{ud} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,9\epsilon_{uk}$.

CHÚ THÍCH 2: Giá trị $(f_t/f_y)_k$ cho trong Phụ lục C.



Hình 3.8 - Biểu đồ ứng suất – biến dạng lý tưởng hóa và biểu đồ dùng cho thiết kế đối với cốt thép (kéo và nén)

(3) Giá trị trung bình của khối lượng thể tích có thể lấy bằng 7850 kg/m³.

(4) Giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi E_s có thể lấy bằng 200 GPa.

3.3 Thép ứng suất trước

3.3.1 Quy định chung

(1) Mục này áp dụng cho sợi thép, thanh thép và bó cáp dùng làm thanh căng ứng suất trước trong kết cấu bê tông.

(2) Thanh căng ứng suất trước phải có mức độ nhạy thấp có thể chấp nhận được đối với ăn mòn do ứng suất.

(3) Mức độ nhạy đối với ăn mòn do ứng suất được xem như là thấp có thể chấp nhận được nếu thanh căng ứng suất trước phù hợp với tiêu chí đã quy định trong EN 10138 hoặc trong tài liệu ETA phù hợp.

(4) Các yêu cầu đối với các tính chất của thanh căng ứng suất trước là các yêu cầu cho vật liệu đặt ở vị trí cuối cùng của chúng trong kết cấu. Khi phương pháp sản xuất, thử nghiệm và chứng nhận

sự phù hợp cho các thanh căng phù hợp EN 10138 hoặc các tài liệu ETA phù hợp, xem như chúng đã đáp ứng các yêu cầu của tiêu chuẩn này.

(5)PDối với thép phù hợp với tiêu chuẩn này, cường độ chịu kéo, ứng suất tại biến dạng dư 0,1 % và độ giãn dài tương ứng với tải trọng lớn nhất được quy định trong các điều khoản về giá trị đặc trưng; các giá trị này có ký hiệu tương ứng là f_{pk} , $f_{p0,1k}$ và ε_{uk} .

CHÚ THÍCH: EN 10138 nói đến các giá trị đặc trưng, giá trị lớn nhất và nhỏ nhất trên cơ sở mức độ chất lượng lâu dài của sản phẩm. Ngược lại, $f_{p0,1k}$ và f_{pk} là ứng suất tại biến dạng dư đặc trưng và cường độ chịu kéo chỉ dựa trên thép ứng suất trước cho kết cấu. Hai tập hợp các giá trị nêu trên không có quan hệ trực tiếp với nhau. Tuy nhiên, các giá trị đặc trưng cho lực $F_{p0,1k}$ tại biến dạng dư 0,1 % chia cho diện tích tiết diện ngang S_n nêu trong EN 10138 cùng với các phương pháp đánh giá và kiểm tra đầy đủ sẽ cho giá trị $f_{p0,1k}$.

(6)Khi sử dụng các loại thép khác không phù hợp với EN 10138, các tính chất có thể cho trong các tài liệu ETA phù hợp.

(7)PMỗi sản phẩm phải có khả năng nhận diện một cách rõ ràng đối với hệ thống phân loại nêu trong 3.3.2 (2)P.

(8)PThanh căng ứng suất trước phải được phân loại về độ chùng ứng suất theo 3.3.2 (4)P hoặc trong các tài liệu ETA phù hợp.

(9)PMỗi lô hàng phải kèm theo chứng chỉ có chứa tất cả các thông tin cần thiết để nhận diện có liên quan đến (i) – (iv) trong 3.3.2 (2)P và các thông tin bổ sung khi cần thiết.

(10)P Không được có mối hàn trong sợi thép và thanh thép. Các sợi riêng biệt trong bó cáp có thể chứa các mối hàn so le chỉ chế tạo trước khi kéo nguội.

(11)P Đối với cuộn cáp ứng suất trước, sau khi tháo cuộn sợi cáp hay bó cáp, chiều cao lớn nhất của hình cung phải phù hợp với EN 10138, trừ các quy định đã nêu trong tài liệu ETA phù hợp.

3.3.2 Các tính chất

(1)PCác tính chất của thép ứng suất trước được nêu trong phần 2 đến phần 4 của tiêu chuẩn EN 10138 hoặc tài liệu ETA.

(2)PCác thanh căng ứng suất trước (sợi, bó cáp và thanh thép) phải được phân loại theo:

- (i) Cường độ, biểu thị ứng suất ($f_{p0,1k}$) tại biến dạng dư 0,1 % và giá trị tỷ số của cường độ chịu kéo và cường độ tại biến dạng dư 0,1 %, ($f_{pk}/f_{p0,1k}$), và độ giãn dài tại tải trọng lớn nhất (ε_{uk})
- (ii) Loại, biểu thị ứng xử chùng ứng suất
- (iii) Kích cỡ
- (iv) Các đặc trưng bề mặt

(3)PKhối lượng thực tế của thanh căng ứng suất trước so với khối lượng danh định không được sai khác nhiều hơn giới hạn được quy định trong EN 10138 hoặc trong tài liệu ETA.

(4)PTrong tiêu chuẩn này xác định ba loại độ chùng ứng suất:

- Loại 1: sợi hoặc bó cáp – độ chùng ứng suất thông thường
- Loại 2: sợi hoặc bó cáp – độ chùng ứng suất thấp

- Loại 3: các thanh thép cán nóng và thanh thép đã qua xử lý

CHÚ THÍCH: Loại 1 không có trong EN 10138.

(5) Việc tính toán tổn hao ứng suất do chùng ứng suất của thép ứng suất trước phải dựa trên giá trị ρ_{1000} , tổn hao do chùng ứng suất (tính bằng %) ở 1000 giờ sau khi căng và ở nhiệt độ trung bình 20 °C (xem EN 10138 về định nghĩa thí nghiệm chùng ứng suất đẳng nhiệt).

CHÚ THÍCH: Giá trị ρ_{1000} biểu thị bằng tỷ lệ phần trăm (%) của ứng suất ban đầu và ứng suất ban đầu lấy bằng $0,7f_p$, trong đó f_p là cường độ chịu kéo thực tế của mẫu thép ứng suất trước. Đối với tính toán thiết kế, cường độ chịu kéo đặc trưng (f_{pk}) được kể đến trong các biểu thức ở dưới đây.

(6) Các giá trị cho ρ_{1000} có thể giả thiết bằng 8 % đối với Loại 1, 2,5 % đối với Loại 2 và 4 % đối với Loại 3, hoặc lấy theo chứng chỉ.

(7) Tổn hao do chùng ứng suất có thể lấy theo chứng chỉ thí nghiệm của nhà sản xuất hoặc được xác định bằng tỷ lệ phần trăm (%) sự thay đổi của ứng suất trong kéo căng ứng suất trước so với ứng suất ban đầu trong kéo căng ứng suất trước, và có thể xác định theo một trong các biểu thức dưới đây. Các biểu thức (3.28) và (3.29) áp dụng cho sợi hoặc bó cáp đối với kéo căng bình thường và các thanh căng có độ chùng ứng suất thấp, còn biểu thức (3.30) áp dụng cho các thanh thép cán nóng và thanh thép đã xử lý.

$$\text{Loại 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.28)$$

$$\text{Loại 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{Loại 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \rho_{1000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.30)$$

trong đó

$\Delta\sigma_{pr}$ là giá trị tuyệt đối của tổn hao do chùng ứng suất;

σ_{pi} đối với căng sau, σ_{pi} là giá trị tuyệt đối của ứng suất ban đầu $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (xem 5.10.3 (2));

Đối với căng trước, σ_{pi} là ứng suất kéo lớn nhất đặt lên thanh căng trừ đi các tổn hao tức thời xảy ra trong quá trình căng, xem 5.10.4 (1) (i);

t là thời gian sau khi căng (tính bằng giờ);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, trong đó f_{pk} là giá trị đặc trưng của cường độ chịu kéo của thép căng;

ρ_{1000} là giá trị tổn hao do chùng ứng suất (tính bằng %) tại 1000 giờ sau khi căng và ở nhiệt độ 20 °C.

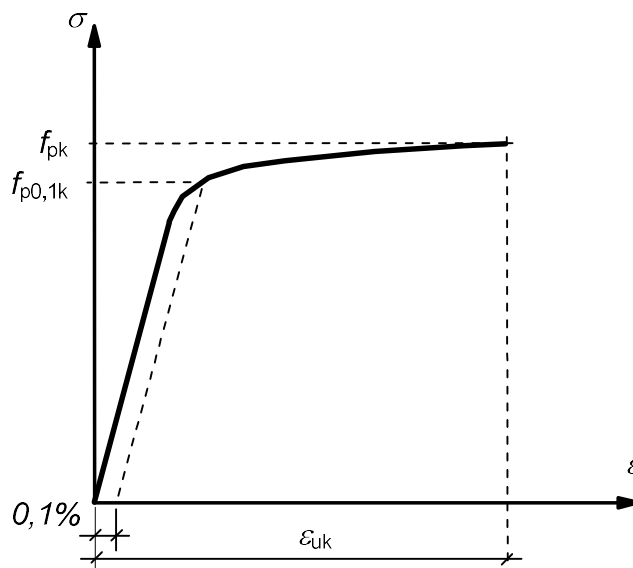
CHÚ THÍCH: Khi tổn hao do chùng ứng suất được tính toán cho các khoảng thời gian khác nhau (giai đoạn) và có yêu cầu độ chính xác lớn hơn, có thể tham khảo Phụ lục D.

(8) Giá trị dài hạn (cuối cùng) của tổn hao do chùng ứng suất có thể dự tính cho thời gian $t = 500\,000$ giờ (khoảng 57 năm).

(9) Tổn hao do chùng ứng suất rất nhạy cảm với nhiệt độ của thép. Khi xử lý gia nhiệt (ví dụ như bằng hơi nước), phải áp dụng 10.3.2.1. Mặt khác, khi nhiệt độ này cao hơn 50 °C, cần kiểm tra tổn hao do chùng ứng suất.

3.3.3 Cường độ

(1) Ứng suất tại biến dạng dư 0,1 % ($f_{p0,1k}$) và giá trị cường độ chịu kéo được quy định (f_{pk}) được xác định như là giá trị đặc trưng của tải tại biến dạng dư 0,1 % và lực kéo dọc trục đặc trưng lớn nhất chia cho diện tích danh định của tiết diện ngang như thể hiện trong Hình 3.9.



Hình 3.9 - Biểu đồ ứng suất – biến dạng đối với thép ứng suất trước điển hình (các giá trị tuyệt đối biểu thị ứng suất kéo và biến dạng)

3.3.4 Các đặc trưng dẻo

- (1) PThanh căng ứng suất trước phải có đủ tính dẻo như quy định trong EN 10138.
- (2) Có thể giả thiết thanh căng ứng suất trước có đủ tính dẻo thông qua độ giãn dài nếu nó đạt được giá trị độ giãn dài tại lực lớn nhất theo quy định đã nêu trong EN 10138.
- (3) Có thể giả thiết thanh căng ứng suất trước có đủ tính dẻo thông qua uốn nếu thỏa mãn các yêu cầu về tính uốn được theo EN ISO 15630.
- (4) Các biểu đồ ứng suất – biến dạng đối với các thanh căng ứng suất trước dựa trên các số liệu của sản phẩm phải được nhà sản xuất chuẩn bị và trình bày trong Phụ lục của chứng chỉ kèm theo sản phẩm hàng hóa (xem 3.1.1 (9)P).
- (5) Có thể giả thiết thanh căng ứng suất trước có đủ tính dẻo khi kéo nếu $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k$.

CHÚ THÍCH: Giá trị k sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị bằng 1,1.

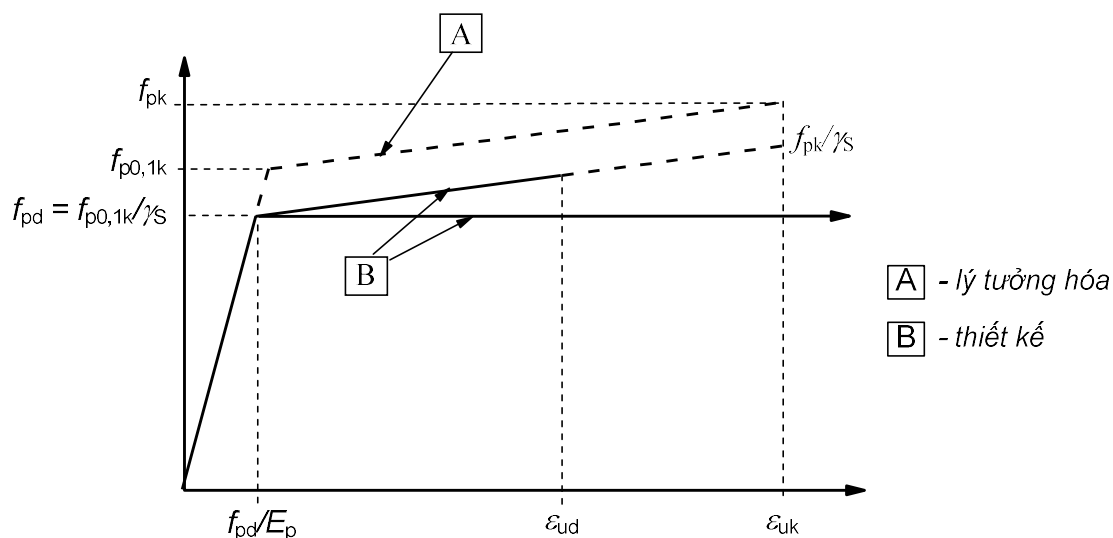
3.3.5 Mỏi

- (1) PThanh căng ứng suất trước phải có đủ cường độ chịu mỏi.
- (2) PMiền ứng suất gây mỏi đối với thanh căng ứng suất trước phải tuân thủ EN 10138 hoặc theo tài liệu ETA.

3.3.6 Các giả thiết thiết kế

- (1) PPhân tích kết cấu được thực hiện trên cơ sở diện tích tiết diện ngang danh định của thanh căng ứng suất trước và các giá trị đặc trưng $f_{p0,1k}$, f_{pk} và ϵ_{uk} .
- (2) Giá trị thiết kế của môđun đàn hồi E_p có thể giả thiết bằng 205 GPa đối với sợi thép và thanh thép. Phụ thuộc vào quy trình chế tạo, giá trị thực tế có thể nằm trong phạm vi 195 GPa đến 210 GPa. Các chứng chỉ kèm theo sản phẩm hàng hóa có thể đưa ra giá trị thích hợp.
- (3) Giá trị thiết kế của môđun đàn hồi E_p có thể giả thiết bằng 195 GPa đối với cáp. Phụ thuộc vào quy trình chế tạo, giá trị thực tế có thể nằm trong phạm vi 185 GPa đến 205 GPa. Các chứng chỉ kèm theo sản phẩm hàng hóa có thể đưa ra giá trị thích hợp.
- (4) Khối lượng thể tích trung bình của thanh căng ứng suất trước dùng cho mục đích thiết kế thông thường có thể lấy bằng 7850 kg/m³.
- (5) Các giá trị nêu trên có thể giả thiết là phù hợp trong phạm vi nhiệt độ từ -40 °C đến +100 °C đối với thanh căng ứng suất trước nằm trong kết cấu đã hoàn thiện.
- (6) Giá trị thiết kế đối với ứng suất trong thép f_{pd} được lấy bằng $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (xem Hình 3.10).
- (7) Để thiết kế tiết diện ngang, có thể sử dụng các giả thiết sau đây (xem Hình 3.10):
 - nhánh nghiêng với giới hạn biến dạng ϵ_{ud} . Thiết kế có thể dựa trên quan hệ ứng suất – biến dạng thực tế, nếu biết được mối quan hệ này, với ứng suất nằm trên giới hạn đàn hồi bị giảm tương tự theo Hình 3.10, hoặc
 - nhánh ngang phía trên không có giới hạn biến dạng.

CHÚ THÍCH: Giá trị ϵ_{ud} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,9\epsilon_{uk}$. Nếu không biết được các giá trị chính xác hơn, giá trị khuyến nghị là $\epsilon_{ud} = 0,02$ và $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.



Hình 3.10 - Biểu đồ ứng suất – biến dạng lý tưởng hóa và biểu đồ dùng cho thiết kế đối với thép ứng suất trước (các giá trị tuyệt đối biểu thị ứng suất kéo và biến dạng)

3.3.7 Thanh căng ứng suất trước trong ống lồng

- (1) PCác thanh căng ứng suất trước trong ống lồng (ví dụ như thanh căng bám dính trong ống lồng, thanh căng không bám dính, v.v...) phải được bảo vệ chống ăn mòn một cách đầy đủ và thường xuyên.
- (2) PCác thanh căng ứng suất trước trong ống lồng phải được bảo vệ đầy đủ để chống lại các ảnh hưởng của cháy (xem TCVN xxxx (EN 1992-1-2)).

3.4 Các thiết bị ứng suất trước

3.4.1 Các đầu neo và bộ nối

3.4.1.1 Quy định chung

- (1) PÁp dụng 3.4.1 cho thiết bị neo (đầu neo) và thiết bị nối (bộ nối) dùng cho kết cấu căng sau, trong đó:
 - (i) Đầu neo được dùng để truyền lực trong thanh căng lên bê tông trong vùng neo.
 - (ii) Bộ nối được dùng để nối các đoạn thanh căng riêng rẽ thành thanh căng liên tục.
- (2) PCác đầu neo và các bộ nối của hệ ứng suất trước phải tuân thủ tài liệu ETA liên quan.
- (3) PChi tiết cấu tạo vùng neo phải tuân thủ 5.10, 8.10.3 và 8.10.4.

3.4.1.2 Các tính chất cơ học

3.4.1.2.1 Neo thanh căng

(1) PCác bộ neo thanh căng ứng suất trước và các bộ nối thanh căng ứng suất trước phải có đủ cường độ (khả năng chịu lực), có đủ các đặc trưng độ giãn dài và mỗi nhằm đáp ứng các yêu cầu của thiết kế.

(2) Có thể giả thiết:

- (i) Các đặc trưng hình học và vật liệu của các đầu neo và các bộ phận nối tuân thủ các tài liệu ETA phù hợp và sự phá hoại sớm của chúng cần được loại trừ.
- (ii) Mỗi nối với neo hoặc bộ nối không gây ra sự phá hoại của thanh căng.
- (iii) Độ giãn dài khi phá hoại bộ nối hoặc neo $\geq 2\%$.
- (iv) Bộ neo thanh căng không nằm ở trong vùng có ứng suất cao khác.
- (v) Các đặc trưng mỗi của các neo và các bộ phận nối tuân thủ các tài liệu ETA phù hợp.

3.4.1.2.2 Thiết bị neo và vùng neo

(1) PCường độ (khả năng chịu lực) của thiết bị neo và vùng neo phải đủ để truyền lực căng lên bê tông và sự hình thành vết nứt trong vùng neo không được làm suy giảm chức năng của neo.

3.4.2 Thanh căng ngoài không bám dính

3.4.2.1 Quy định chung

(1) PThanh căng ngoài không bám dính là thanh căng đặt ở bên ngoài tiết diện bê tông gốc (ban đầu) và nó được liên kết với kết cấu chỉ bằng các neo và chi tiết dẫn hướng thanh căng.

(2) PHệ căng sau sử dụng cho các thanh căng ngoài phải tuân thủ tài liệu ETA phù hợp.

(3) Cấu tạo cốt thép cần theo các quy định nêu trong 8.10.

3.4.2.2 Neo

(1) Bán kính cong tối thiểu của thanh căng trong vùng neo đối với thanh căng không bám dính được cho trong các tài liệu ETA phù hợp.

4. ĐỘ BỀN LÂU VÀ LỚP BẢO VỆ CỐT THÉP

4.1 Quy định chung

(1)P Kết cấu có tính bền lâu phải đáp ứng các yêu cầu về sử dụng, khả năng chịu lực và độ ổn định trong suốt tuổi thọ thiết kế của nó, không có sự tổn hao đáng kể nào về chức năng sử dụng hoặc không phải bảo trì quá mức không lường trước được (đối với các yêu cầu chung, xem EN 1990).

(2)P Việc bảo vệ theo yêu cầu cho kết cấu phải được thiết lập bằng cách xem xét mục đích sử dụng của kết cấu sau này, tuổi thọ thiết kế (xem EN 1990), chương trình bảo trì và các tác động.

(3)P Phải xem xét đến các ảnh hưởng đáng kể có thể xảy ra của các tác động trực tiếp và gián tiếp, các điều kiện môi trường (4.2) và các hậu quả của các hệ quả (của các tác động và các điều kiện này).

CHÚ THÍCH: Các ví dụ bao gồm các biến dạng do từ biến và co ngót (xem 2.3.2).

(4) Việc bảo vệ chống ăn mòn cốt thép phụ thuộc vào khối lượng thể tích, chất lượng và chiều dày của lớp bê tông bảo vệ (xem 4.4) và hình thành vết nứt (xem 7.3). Khối lượng riêng và chất lượng của lớp bê tông bảo vệ đạt được bằng cách kiểm soát tỉ lệ nước/xi măng tối đa và lượng xi măng tối thiểu (xem EN 206) và có thể liên quan đến cấp cường độ tối thiểu của bê tông.

CHÚ THÍCH: Thông tin bổ sung cho trong Phụ lục E.

(5) Khi mà các chốt-neo liên kết bằng kim loại có thể kiểm tra và thay thế được, chúng có thể được sử dụng với lớp phủ bảo vệ trong các trường hợp phơi lộ với môi trường. Ngược lại, chúng cần được làm từ vật liệu chống ăn mòn.

(6) Các yêu cầu thêm nữa ngoài các yêu cầu cho trong Điều này cần được xem xét đối với các tình huống đặc biệt (ví dụ: đối với các kết cấu tạm hoặc di tích tự nhiên, các kết cấu chịu các tác động cực đoan hoặc các tác động khác thường...).

4.2 Các điều kiện môi trường

(1)P Các điều kiện tiếp xúc là các điều kiện môi trường hóa học và vật lý mà kết cấu phải tiếp xúc nhằm bổ sung cho các tác động cơ học.

(2) Các điều kiện môi trường được phân loại theo Bảng 4.1, dựa trên tiêu chuẩn EN 206.

(3) Bổ sung cho các điều kiện nêu trong Bảng 4.1, các hình thức riêng của tác động xâm thực và tác động gián tiếp cần được xem xét, bao gồm:

tác động hóa học xảy ra do:

- công năng sử dụng của công trình hoặc kết cấu (ví dụ chứa chất lỏng...)
- dung dịch axit hoặc muối sunphát (EN 206, ISO 9690)
- chloride có trong bê tông (EN 206)
- phản ứng kiềm – cốt liệu (EN 206, các Tiêu chuẩn Quốc gia)

tác động vật lý xảy ra do:

- thay đổi nhiệt độ

- mài mòn (xem 4.4.1.2 (13))
- thấm nước (EN 206).

CHÚ THÍCH: Thành phần bê tông có ảnh hưởng đến khả năng bảo vệ cốt thép lẫn khả năng của bê tông chống lại các tác động ăn mòn. Phụ lục E đưa ra các cấp cường độ quy ước ứng với các loại môi trường tiếp xúc khác nhau. Điều đó có thể dẫn đến việc lựa chọn cấp cường độ cao hơn so với yêu cầu thiết kế kết cấu. Trong các trường hợp như vậy, giá trị f_{ctm} nên gắn với cường độ cao hơn trong tính toán cốt thép yêu cầu tối thiểu và kiểm tra bề rộng vết nứt (xem 7.3.2 – 7.3.4).

Bảng 4.1 - Phân loại điều kiện môi trường tiếp xúc theo EN 206

Loại	Mô tả môi trường	Ví dụ về các loại điều kiện môi trường tiếp xúc có thể có
1. Không có nguy cơ ăn mòn hoặc không có khả năng tác động		
X0	Đối với bê tông không có cốt thép hoặc không có chi tiết thép đặt sẵn: tất cả các điều kiện tiếp xúc, ngoại trừ đóng/tan băng, mài mòn hoặc tác động hóa học Đối với bê tông có cốt thép hoặc có các chi tiết thép đặt sẵn: rất khô	Bê tông nằm trong nhà với độ ẩm không khí rất thấp
2. Ăn mòn do các bộ nát hóa		
XC1	Khô hoặc ướt vĩnh viễn	Bê tông nằm bên trong nhà có độ ẩm không khí thấp Bê tông chìm trong nước vĩnh viễn
XC2	Ướt, ít khi khô	Bề mặt bê tông tiếp xúc với nước trong thời gian dài Nhiều loại móng
XC3	Độ ẩm trung bình	Bê tông nằm trong nhà có độ ẩm không khí trung bình hoặc cao Bê tông bên ngoài được che mưa
XC4	Ướt và khô theo chu kỳ	Bề mặt bê tông tiếp xúc với nước, không gồm loại tiếp xúc XC2
3. Ăn mòn do clorua		
XD1	Độ ẩm trung bình	Bề mặt bê tông tiếp xúc với clorua trong không khí
XD2	Ướt, ít khi khô	Bể bơi Các bộ phận, cấu kiện bê tông tiếp xúc với nước công nghiệp có chứa clorua
XD3	Ướt và khô theo chu kỳ	Các phần của cầu tiếp xúc với các chất phun chứa clorua Mặt đường, vỉa hè Bản sàn chỗ đỗ xe

Bảng 4.1 (kết thúc)

Loại	Mô tả môi trường	Ví dụ về các loại điều kiện môi trường tiếp xúc có thể xảy ra
4. Ăn mòn clorua do nước biển		
XS1	Tiếp xúc với muối trong không khí nhưng không tiếp xúc trực tiếp với nước biển	Các kết cấu nằm gần hoặc trên bờ biển
XS2	Ngập thường xuyên (trong nước biển)	Các bộ phận của công trình biển
XS3	Các vùng thủy triều, các vùng bị nước bắn và phun tung tóe	Các bộ phận của công trình biển
5. Sự tấn công của đóng/tan băng		
XF1	Bão hòa nước trung bình, không có tác nhân đóng băng trở lại	Bề mặt bê tông thẳng đứng tiếp xúc với mưa và băng giá
XF2	Bão hòa nước trung bình, có tác nhân đóng băng trở lại	Bề mặt bê tông thẳng đứng của kết cấu đường tiếp xúc với các tác nhân gây băng giá và các tác nhân của chất gây tan băng trong không khí
XF3	Bão hòa nước cao, không có tác nhân đóng băng trở lại	Bề mặt bê tông nằm ngang tiếp xúc với nước mưa và băng giá
XF4	Bão hòa nước cao, có tác nhân đóng băng trở lại hoặc nước biển	Bản mặt cầu, đường tiếp xúc với các tác nhân đóng băng trở lại Bề mặt bê tông tiếp xúc trực tiếp với hơi có chứa các tác nhân đóng băng và băng giá Vùng có sóng của kết cấu ngoài biển tiếp xúc với băng giá
6. Tác động hóa học		
XA1	Môi trường hóa học có tính xâm thực yếu, theo EN 206, Bảng 2	Đất tự nhiên và nước ngầm
XA2	Môi trường hóa học có tính xâm thực trung bình, theo EN 206, Bảng 2	Đất tự nhiên và nước ngầm
XA3	Môi trường hóa học có tính xâm thực cao, theo EN 206, Bảng 2	Đất tự nhiên và nước ngầm

CHÚ THÍCH: Thành phần bê tông có ảnh hưởng đến khả năng bảo vệ cốt thép lẫn khả năng của bê tông chống lại các tác động ăn mòn. Phụ lục E đưa ra các cấp cường độ quy ước ứng với các loại môi trường tiếp xúc khác nhau. Điều đó có thể dẫn đến việc lựa chọn cấp cường độ cao hơn so với yêu cầu thiết kế kết cấu. Trong các trường hợp như vậy, giá trị f_{ctm} nên gần với cường độ cao hơn trong tính toán cốt thép yêu cầu tối thiểu và kiểm tra bề rộng vết nứt (xem 7.3.2 – 7.3.4).

4.3 Các yêu cầu về độ bền lâu

(1)P Để bảo đảm tuổi thọ thiết kế của kết cấu, phải có đủ các biện pháp thích hợp để bảo vệ từng phần tử kết cấu nhằm chống lại các tác động của môi trường.

(2)P Phải có các yêu cầu về độ bền lâu khi xem xét các nội dung sau:

- Thiết kế khái niệm (kết cấu);
- Lựa chọn vật liệu;
- Cấu tạo kết cấu;
- Thi công xây dựng;
- Kiểm soát chất lượng;
- Kiểm định;
- Kiểm tra;
- Các biện pháp đặc biệt (ví dụ như sử dụng thép không gỉ, sơn mạ, bảo vệ catốt).

4.4 Các phương pháp kiểm tra

4.4.1 Lớp bê tông bảo vệ

4.4.1.1 Quy định chung

(1)P Lớp bê tông bảo vệ là khoảng cách giữa bề mặt cốt thép gần bề mặt bê tông nhất (bao gồm cốt thép đai và cốt thép cấu tạo nếu có) và bề mặt bê tông gần nó nhất.

(2)P Chiều dày danh định của lớp bê tông bảo vệ phải được quy định trên các bản vẽ. Nó được định nghĩa là chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ c_{min} (xem 4.4.1.2) cộng với dung sai cho phép trong thiết kế c_{dev} (xem 4.4.1.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Lớp bảo vệ tối thiểu, c_{min}

(1)P Chiều dày tối thiểu của lớp bê tông bảo vệ c_{min} phải được xác định nhằm đảm bảo:

- truyền lực bám dính một cách an toàn (xem cùng Điều 7 và 8);
- bảo vệ cốt thép khỏi sự ăn mòn (độ bền lâu);
- có đủ khả năng chịu lửa (xem EN 1992-1-2).

(2)P Phải sử dụng giá trị lớn hơn trong số các giá trị c_{min} thỏa mãn các yêu cầu đối với lực bám dính và các điều kiện môi trường.

$$c_{min} = \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.2)$$

trong đó:

$c_{min,b}$ chiều dày tối thiểu theo yêu cầu lực bám dính, xem 4.4.1.2 (3);

$c_{min,dur}$ chiều dày tối thiểu theo điều kiện môi trường, xem 4.4.1.2 (5);

$\Delta c_{dur,y}$ thành phần an toàn bổ sung thêm, xem 4.4.1.2 (6);

$\Delta c_{dur,st}$ độ giảm chiều dày tối thiểu lớp bảo vệ khi sử dụng thép không gỉ, xem 4.4.1.2 (7);

$\Delta c_{dur,add}$ độ giảm chiều dày tối thiểu lớp bảo vệ khi sử dụng các biện pháp bảo vệ bổ sung, xem 4.4.1.2 (8).

(3) Để truyền lực dính một cách an toàn và để đảm bảo độ đặc chắc của bê tông, chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ không được nhỏ hơn $c_{min,b}$ cho trong Bảng 4.2.

Bảng 4.2 - Chiều dày tối thiểu $c_{min,b}$ theo yêu cầu lực bám dính

Yêu cầu lực bám dính	
Bố trí các thanh cốt thép	Chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ $c_{min,b}^{(*)}$
Riêng rẽ	Đường kính thanh cốt thép
Bó các thanh cốt thép	Đường kính tương đương (φ_n) (xem 8.9.1)
(*) Nếu kích thước danh định của cốt liệu lớn nhất > 32 mm, phải tăng $c_{min,b}$ thêm 5 mm	

CHÚ THÍCH: Giá trị $c_{min,b}$ đối với ống lồng tiết diện tròn và chữ nhật dùng cho thanh căng có bám dính theo phương pháp căng sau và cho thanh căng trước sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị được khuyến nghị cho ống lồng theo phương pháp căng sau:

ống lồng tiết diện tròn: đường kính ống

ống lồng tiết diện chữ nhật: giá trị lớn hơn của một trong hai giá trị: kích thước nhỏ hơn hoặc một nửa kích thước lớn hơn.

Không yêu cầu giá trị lớn hơn 80 mm đối với ống lồng tiết diện tròn hoặc chữ nhật.

Các giá trị khuyến nghị cho thanh căng theo phương pháp căng trước:

1,5 × đường kính thanh căng hoặc sợi thép trơn

2,5 × đường kính sợi thép có khía.

(4) Đối với thanh căng ứng suất trước, chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ của neo phải phù hợp với quy định trong tài liệu ETA phù hợp.

(5) Đối với cốt thép và thanh căng ứng suất trước trong bê tông trọng lượng bình thường, các giá trị chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ có tính đến loại môi trường tiếp xúc và cấp kết cấu được cho bởi $c_{min,dur}$.

CHÚ THÍCH: Phân cấp kết cấu và các giá trị $c_{min,dur}$ có thể tìm thấy trong Phụ lục Quốc gia. Cấp kết cấu được khuyến nghị (tuổi thọ thiết kế 50 năm) là S4 đối với các cấp cường độ bê tông quy ước cho trong Phụ lục E và sự thay đổi cấp kết cấu được khuyến nghị nêu trong Bảng 4.3N. Cấp kết cấu tối thiểu được khuyến nghị là S1.

Các giá trị $c_{min,dur}$ được nêu trong Bảng 4.4N (cốt thép) và Bảng 4.5N (thép ứng suất trước).

(6) Lớp bê tông bảo vệ cần được tăng thêm một lượng bằng thành phần an toàn bổ sung $\Delta c_{dur,y}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\Delta C_{dur,y}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 0 mm.

Bảng 4.3N - Khuyến nghị phân cấp kết cấu

Cấp kết cấu							
Tiêu chí	Loại điều kiện môi trường tiếp xúc theo Bảng 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Tuổi thọ thiết kế 100 năm	Tăng 2 cấp	Tăng 2 cấp	Tăng 2 cấp	Tăng 2 cấp	Tăng 2 cấp	Tăng 2 cấp	Tăng 2 cấp
Cấp cường độ của bê tông ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ Giảm 1 cấp	$\geq C30/37$ Giảm 1 cấp	$\geq C35/45$ Giảm 1 cấp	$\geq C40/50$ Giảm 1 cấp	$\geq C40/50$ Giảm 1 cấp	$\geq C40/50$ Giảm 1 cấp	$\geq C45/55$ Giảm 1 cấp
Cấu kiện có kích thước bản sàn (Quá trình thi công không ảnh hưởng đến vị trí cốt thép)	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp
Đảm bảo việc sản xuất bê tông được kiểm soát chất lượng đặc biệt	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp	Giảm 1 cấp

CHÚ THÍCH của Bảng 4.3N

1. Cấp cường độ và tỷ lệ N/XM (nước/xi măng) được xem xét như các giá trị có liên quan. Có thể xem xét thành phần cấp phối đặc biệt (loại xi măng, tỷ lệ N/XM, chất độn mịn) làm giảm độ thấm.

Bảng 4.4N - Các giá trị chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ $c_{min,dur}$ theo các yêu cầu về độ bền lâu đối với cốt thép phù hợp với EN 10080

Yêu cầu môi trường đối với $c_{min,dur}$ (mm)							
Cấp kết cấu	Loại điều kiện môi trường tiếp xúc theo Bảng 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Bảng 4.5N - Các giá trị chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ $c_{min,dur}$ theo các yêu cầu về độ bền lâu đối với thép ứng suất trước

Yêu cầu môi trường đối với $c_{min,dur}$ (mm)							
Cấp kết cấu	Loại điều kiện môi trường tiếp xúc theo Bảng 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC 3	XC4	XD1/XS 1	XD2/XS 2	XD3/XS 3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(7) Khi sử dụng thép không gỉ hoặc khi có các biện pháp đặc biệt khác, chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ có thể giảm xuống một lượng bằng $\Delta c_{dur,st}$. Trong các tình huống này, phải xét đến các hệ quả của tất cả các tính chất vật liệu có liên quan, bao gồm cả sự bám dính.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\Delta c_{dur,st}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Nếu không có quy định thêm, giá trị được khuyến nghị là 0 mm.

(8) Đối với bê tông có biện pháp bảo vệ bổ sung (ví dụ như sơn), chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ có thể giảm xuống một lượng bằng $\Delta c_{dur,add}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\Delta c_{dur,add}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Nếu không có quy định thêm, giá trị được khuyến nghị là 0 mm.

(9) Khi bê tông đổ tại chỗ được đổ vào nơi có cấu kiện bê tông khác (đúc sẵn hoặc đổ tại chỗ), chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ cốt thép có thể giảm xuống giá trị tương ứng với yêu cầu lực bám dính (xem (3) ở trên) nếu:

- cấp cường độ của bê tông không nhỏ hơn C25/30,
- thời gian tiếp xúc của bề mặt bê tông với môi trường ngoài trời ngắn (nhỏ hơn 28 ngày),
- bề mặt tiếp xúc đã được tạo nhám.

(10) Đối với thanh căng không bám dính, chiều dày lớp bảo vệ phải phù hợp với yêu cầu trong tài liệu ETA.

(11) Đối với bề mặt gồ ghề (ví dụ như cốt liệu bị lộ ra), chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ phải tăng thêm ít nhất 5 mm.

(12) Khi có tác động của đóng và tan băng trên bê tông (loại XF và XA) phải có sự chú ý đặc biệt đến thành phần cấp phối bê tông (xem EN 206, Điều 6). Trong các tình huống này, chiều dày lớp bảo vệ theo 4.4 thường đủ đảm bảo.

(13) Đối với bê tông chịu mài mòn, phải có sự chú ý đặc biệt đến cốt liệu theo EN 206. Tùy theo sự mài mòn bê tông, có thể cho phép tăng chiều dày lớp bê tông bảo vệ (lớp chống ăn mòn). Trong trường hợp này, chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ c_{min} cần được tăng thêm một lượng bằng k_1 đối với cấp ăn mòn XM1, k_2 đối với cấp ăn mòn XM2 và k_3 đối với XM3.

CHÚ THÍCH: Cấp mài mòn XM1 là cấp mài mòn trung bình đối với các cấu kiện của công trình công nghiệp thường có sự hoạt động của xe bánh lốp hơi. Cấp mài mòn XM2 là cấp mài mòn nặng đối với các cấu kiện của công trình công nghiệp thường có hoạt động của xe nâng bánh hơi hoặc bánh đặc. Cấp mài mòn XM3 là cấp mài mòn đặc biệt nặng đối với các cấu kiện của công trình công nghiệp thường có hoạt động của xe nâng bánh sắt hoặc xe xích.

Các giá trị k_1 , k_2 và k_3 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị tương ứng là 5 mm, 10 mm và 15 mm.

4.4.1.3 Dung sai cho phép trong thiết kế

(1) Để tính toán chiều dày danh định của lớp bảo vệ c_{nom} , trong thiết kế phải bổ sung cho chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ một lượng bằng dung sai cho phép (Δc_{dev}). Chiều dày tối thiểu theo yêu cầu phải tăng thêm một lượng bằng giá trị tuyệt đối của dung sai âm.

CHÚ THÍCH: Giá trị Δc_{dev} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 10 mm.

(2) TCVN XXXX (EN 13670) đưa ra dung sai có thể chấp nhận được đối với các công trình nhà. Thông thường, dung sai này cũng thỏa mãn đối với các dạng kết cấu khác. Trong thiết kế, cần xem xét đến dung sai khi lựa chọn giá trị chiều dày danh định. Giá trị danh định của chiều dày lớp bảo vệ cần được sử dụng trong tính toán và được ghi trên bản vẽ, trừ khi giá trị khác với lớp bảo vệ danh định được chỉ định (ví dụ như giá trị tối thiểu).

(3) Trong một số trường hợp nhất định, độ sai lệch được chấp nhận và do đó có thể giảm dung sai cho phép ΔC_{dev} .

CHÚ THÍCH: Giá trị giảm ΔC_{dev} trong các hoàn cảnh như trên để sử dụng ở quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị được khuyến nghị là:

- khi việc sản xuất, chế tạo có hệ thống đảm bảo chất lượng, trong đó việc theo dõi bao gồm các biện pháp đo đặc chiều dày lớp bảo vệ, dung sai cho phép dùng trong thiết kế có thể giảm:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 5 \text{ mm} \quad (4.3N)$$

- khi có thể đảm bảo rằng thiết bị đo đặc rất chính xác được sử dụng để theo dõi chất lượng và các cấu kiện không phù hợp bị loại bỏ, dung sai cho phép dùng trong thiết kế ΔC_{dev} có thể giảm:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 0 \text{ mm} \quad (4.4N)$$

(4) Đối với bê tông đổ lên trên bề mặt gồ ghề, chiều dày của lớp bảo vệ nói chung cần được tăng thêm một lượng lớn hơn giá trị dung sai cho phép trong thiết kế. Sự tăng thêm cần phải tuân thủ sự khác nhau do tính gồ ghề gây ra, nhưng chiều dày của lớp bảo vệ ít nhất phải bằng k_1 mm đối với bê tông đổ lên nền đã được chuẩn bị trước (bao gồm cả lớp lót) và k_2 mm đối với bê tông đổ trực tiếp lên nền đất. Lớp bảo vệ cốt thép đối với bề mặt bất kỳ, ví dụ như mặt sườn đã hoàn thiện hoặc cốt liệu lộ ra ngoài, cũng phải tăng lên nhằm tính đến bề mặt gồ ghề (xem 4.4.1.2 (11)).

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_1 và k_2 sử dụng ở quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị tương ứng là 40 mm và 75 mm.

5. PHÂN TÍCH KẾT CẤU

5.1 Quy định chung

5.1.1 Các yêu cầu chung

(1)P Mục đích của phân tích kết cấu là xác lập sự phân bố nội lực và mô men, hoặc ứng suất, biến dạng và chuyển vị trên toàn bộ hay một phần kết cấu. Các phân tích cục bộ bổ sung phải được thực hiện khi cần thiết.

CHÚ THÍCH: Trong hầu hết các trường hợp thông thường, phân tích được dùng để xác lập sự phân bố nội lực và mô men, để kiểm tra toàn bộ hoặc chứng minh khả năng chịu lực của tiết diện ngang dựa trên các hệ quả của các tác động lên kết cấu; tuy nhiên, đối với các cấu kiện cụ thể nào đó, các phương pháp phân tích được sử dụng (ví dụ như phương pháp phần tử hữu hạn) chỉ đưa ra ứng suất, biến dạng và chuyển vị mà không phải là nội lực và mô men. Các phương pháp đặc biệt được yêu cầu để sử dụng các kết quả này nhằm đạt được kiểm tra phù hợp.

(2) Phân tích cục bộ có thể cần thiết khi giả thiết về sự phân bố biến dạng tuyến tính không còn phù hợp, ví dụ:

- ở gần gối tựa;
- ở vị trí tải trọng tập trung;
- ở vị trí dầm và cột giao nhau;
- ở vùng neo;
- ở vị trí thay đổi tiết diện.

(3) Đối với trường ứng suất phẳng, có thể sử dụng phương pháp đơn giản hóa để xác định cốt thép.

CHÚ THÍCH: Phương pháp đơn giản được cho trong Phụ lục F.

(4)P Phân tích phải được thực hiện bằng cách sử dụng sự lý tưởng hóa của cả hình học và ứng xử của kết cấu. Sự lý tưởng hóa phải được lựa chọn phù hợp với vấn đề đang xét.

(5) Hệ quả của hình học và các tính chất của kết cấu lên ứng xử của kết cấu trong từng giai đoạn xây dựng phải được xem xét trong thiết kế.

(6) Các lý tưởng hóa chung của ứng xử được sử dụng trong phân tích gồm:

- ứng xử đàn hồi tuyến tính (xem 5.4);
- ứng xử đàn hồi tuyến tính với phân bố lại có giới hạn (xem 5.5);
- ứng xử dẻo (xem 5.6), bao gồm mô hình thanh chống - giằng (strut and tie models) (xem 5.6.4);
- ứng xử phi tuyến (xem 5.7).

(7) Trong các công trình nhà, có thể bỏ qua các hệ quả của lực cắt và lực dọc trục đến biến dạng của cấu kiện tuyến tính (thanh hoặc dầm) và sàn khi chúng nhỏ hơn 10 % so với các hệ quả của mô men uốn.

5.1.2 Các yêu cầu đặc biệt với nền móng

(1)P Khi sự tương tác nền – kết cấu có ảnh hưởng đáng kể đến hệ quả tác động lên kết cấu, các tính chất của nền đất và các hệ quả của tương tác phải được kể đến theo EN 1997-1.

CHÚ THÍCH: Các thông tin chi tiết hơn có liên quan đến phân tích móng nông có thể xem trong Phụ lục G.

(2) Để thiết kế móng băng, có thể sử dụng các mô hình đơn giản hóa thích hợp để mô tả sự tương tác nền – kết cấu.

CHÚ THÍCH: Đối với móng đơn đơn giản và đài cọc, có thể bỏ qua ảnh hưởng của sự tương tác nền – kết cấu.

(3) Khi thiết kế khả năng chịu lực của các cọc riêng rẽ, các tác động cần được xác định có kể đến sự tương tác giữa các cọc, đài cọc và đất nền.

(4) Khi các cọc được bố trí theo nhiều hàng, tác động lên mỗi cọc phải được đánh giá bằng cách xem xét sự tương tác giữa các cọc.

(5) Sự tương tác này có thể bỏ qua nếu khoảng cách thông thủy giữa các cọc lớn hơn 2 lần đường kính cọc.

5.1.3 Các trường hợp tải trọng và tổ hợp

(1)P Khi xem xét các tổ hợp tác động, xem Điều 6 của EN 1990, các trường hợp tải trọng liên quan phải được xét đến nhằm xác lập các điều kiện thiết kế tới hạn có khả năng xảy ra ở tất cả các tiết diện trong kết cấu hay một phần kết cấu đang xét.

CHÚ THÍCH: Khi có yêu cầu đơn giản hóa về số lượng các bố trí tải trọng để sử dụng ở quốc gia, tham khảo Phụ lục Quốc gia. Các bố trí tải trọng được đơn giản hóa sau đây được kiến nghị đối với công trình nhà:

a) các nhịp xen kẽ nhau chịu tải trọng thay đổi thiết kế và tải trọng thường xuyên thiết kế ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), các nhịp khác chỉ chịu tải trọng thường xuyên thiết kế $\gamma_G G_k + P_m$ và

b) hai nhịp liên kề bất kỳ chịu tải trọng thay đổi thiết kế và tải trọng thường xuyên thiết kế ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$). Tất cả các nhịp khác chỉ chịu tải trọng thường xuyên thiết kế $\gamma_G G_k + P_m$.

5.1.4 Hiệu ứng bậc hai

(1)P Hiệu ứng bậc hai (xem EN 1990, Điều 1) phải được kể đến khi có khả năng ảnh hưởng lớn đến ổn định tổng thể của kết cấu và để đạt được trạng thái giới hạn cực hạn ở các tiết diện tới hạn.

(2) Hiệu ứng bậc hai cần được kể đến theo 5.8.

(3) Đối với công trình nhà, có thể bỏ qua hiệu ứng bậc hai khi chúng thấp hơn các giới hạn nhất định (xem 5.8.2 (6)).

5.2 Các khiếm khuyết hình học

(1)P Các hệ quả bất lợi của sai số có thể có về hình học của kết cấu và vị trí của tải trọng phải được kể đến trong phân tích các cấu kiện và kết cấu.

CHÚ THÍCH: Sai số kích thước tiết diện ngang thông thường được kể đến trong các hệ số riêng của vật liệu. Chúng không nên bao gồm trong phân tích kết cấu. Độ lệch tâm tối thiểu để thiết kế tiết diện ngang được nêu trong 6.1 (4).

(2)P Các khiếm khuyết hình học phải được kể đến trong các trạng thái giới hạn cực hạn đối với các tình huống thiết kế lâu dài và bất thường.

(3) Các khiếm khuyết hình học không cần xét đến đối với trạng thái giới hạn sử dụng.

(4) Các điều khoản sau đây được áp dụng cho các cấu kiện chịu nén dọc trục và các kết cấu chịu tải trọng thẳng đứng, chủ yếu trong công trình nhà. Các giá trị bằng số có liên quan đến sai số thi công thông thường (loại 1 trong TCVN XXXX (EN 13670)). Khi sử dụng các sai số khác (ví dụ loại 2), cần điều chỉnh các giá trị cho phù hợp.

(5) Các khiếm khuyết hình học có thể biểu diễn bằng độ nghiêng θ_i :

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

trong đó:

θ_0 là giá trị cơ sở;

α_h là hệ số giảm đối với chiều dài và chiều cao: $\alpha_h = 2 / \sqrt{L}$; $2 / 3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m là hệ số giảm đối với số lượng các cấu kiện: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$;

L là chiều dài hoặc chiều cao (m), xem (6);

m là số các cấu kiện thẳng đứng đóng góp vào hệ quả tổng.

CHÚ THÍCH: Giá trị θ_0 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1/200.

(6) Trong biểu thức (5.1), định nghĩa về L và m phụ thuộc vào ảnh hưởng đang xét, trong đó có thể phân biệt 3 trường hợp chính như sau (xem cùng Hình 5.1):

- Ảnh hưởng lên cấu kiện độc lập: L = chiều dài thực tế của cấu kiện, $m = 1$.
- Ảnh hưởng lên hệ giằng: L = chiều cao nhà, m = số các cấu kiện thẳng đứng tham gia tạo ra lực ngang trên hệ giằng.
- Ảnh hưởng của tấm sàn cứng hoặc tấm mái cứng tạo ra tải trọng ngang: L = chiều cao tầng, m = số các cấu kiện thẳng đứng trong tầng tạo ra lực ngang tổng cộng trên sàn.

(7) Đối với các cấu kiện độc lập (xem 5.8.1), ảnh hưởng của khiếm khuyết hình học có thể được kể đến theo một trong hai cách a) hoặc b) sau:

a) như độ lệch tâm e_i :

$$e_i = \theta_i L_0 / 2 \quad (5.2)$$

trong đó L_0 là chiều dài hữu hiệu (tính toán), xem 5.8.3.2.

Đối với tường và cột độc lập trong hệ có giằng, để đơn giản có thể sử dụng $e_i = L_0 / 400$ tương ứng với $\alpha_h = 1$.

b) như lực ngang H_i ở vị trí cho mô men lớn nhất:

đối với cấu kiện không bị giằng (xem Hình 5.1 a1):

$$H_i = \theta_i N \quad (5.3a)$$

đối với cấu kiện bị giằng (xem Hình 5.1 a2):

$$H_i = 2\theta_i N \quad (5.3b)$$

trong đó N là lực dọc trục.

CHÚ THÍCH: Độ lệch tâm thích hợp đối với các cấu kiện tĩnh định, trong khi tải trọng ngang có thể dùng cho cả cấu kiện tĩnh định lẫn siêu tĩnh. Lực H_i có thể thay thế bằng một số tác động ngang tương đương khác.

(8) Đối với kết cấu, ảnh hưởng của độ nghiêng θ_i có thể được đại diện bằng lực ngang, phải được đưa vào trong phân tích cùng với các tác động khác.

Ảnh hưởng lên hệ giằng, (xem Hình 5.1 b):

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Ảnh hưởng lên sàn cứng, (xem Hình 5.1 c1):

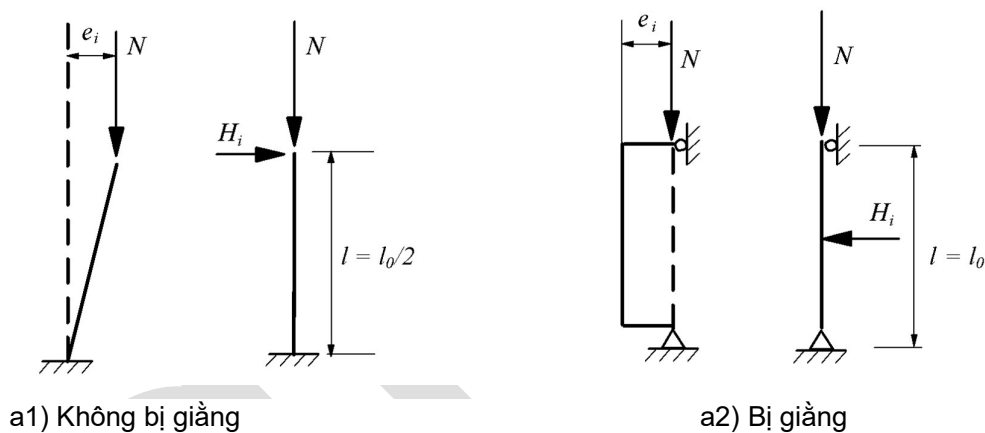
$$H_i = \theta_i(N_b + N_a)/2 \quad (5.5)$$

Ảnh hưởng lên mái cứng, (xem Hình 5.1 c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (5.6)$$

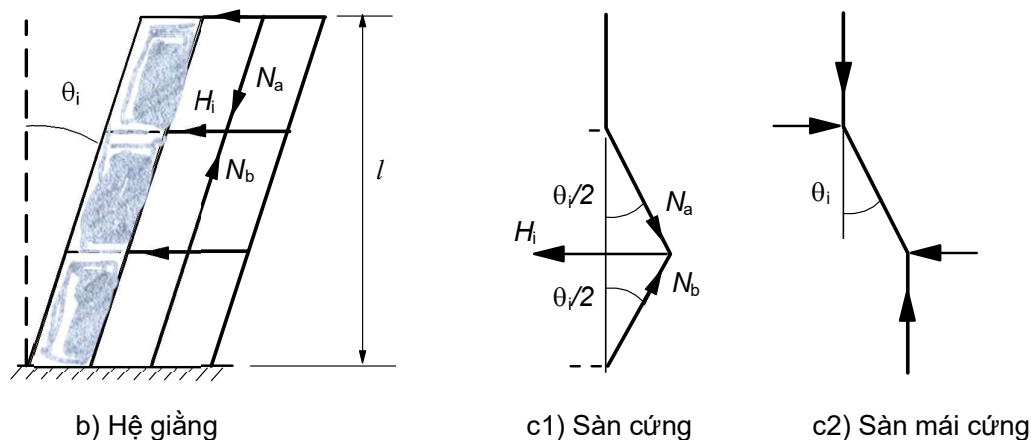
trong đó N_a và N_b là các lực dọc gây ra H_i .

(9) Một cách đơn giản hóa khác đối với tường và cột độc lập trong hệ giằng là có thể sử dụng độ lệch tâm $e_i = L_0/400$ để kể đến khiếm khuyết liên quan tới sai số thi công (xem 5.2 (4)).



a) Các cấu kiện độc lập có lực dọc lệch tâm và lực ngang

Hình 5.1 - Một số ví dụ về ảnh hưởng của khiếm khuyết hình học



Hình 5.1 (kết thúc)**5.3 Lý tường hóa kết cấu****5.3.1 Các mô hình kết cấu để phân tích tổng thể**

(1)P Các phần tử của kết cấu được phân loại theo bản chất và chức năng của chúng như dầm, cột, bản sàn, tường, tấm, vòm, vỏ, v.v... Các quy định được nêu ra dùng để phân tích những phần tử thông dụng này và các kết cấu bao gồm các tổ hợp các những phần tử này.

(2) Đối với công trình nhà, có thể áp dụng các điều khoản từ (3) đến (7):

(3) Dầm là cấu kiện có nhịp không nhỏ hơn 3 lần chiều cao toàn bộ tiết diện. Ngược lại, cấu kiện đó có thể coi như dầm cao.

(4) Bản sàn là cấu kiện có kích thước nhỏ nhất của cạnh ô sàn không nhỏ hơn 5 lần chiều dày của nó.

(5) Bản sàn chủ yếu chịu tải trọng phân bố đều có thể xem như làm việc theo một phương nếu:

- bản sàn có hai cạnh tự do (không có gối tựa) song song với nhau, hoặc
- bản sàn là một phần trung tâm của bản sàn hình chữ nhật kê trên bốn cạnh và có tỷ số dài trên nhịp ngắn lớn hơn 2.

(6) Bản sàn sườn hoặc sàn ô cờ không được coi như các các cấu kiện rời rạc khi phân tích kết cấu, nếu phần cánh hoặc phần chịu lực đỡ trên và các sườn ngang có đủ độ cứng xoắn. Điều này có thể được giả thiết nếu:

- khoảng cách các sườn không lớn hơn 1500 mm;
- chiều cao sườn nằm dưới phần cánh không lớn hơn 4 lần chiều rộng của nó;
- chiều dày phần cánh ít nhất bằng 1/10 khoảng cách thông thủy giữa các sườn hoặc 50 mm;
- các sườn ngang được bố trí với khoảng cách thông thủy không lớn hơn 10 lần chiều dày toàn bộ bản sàn.

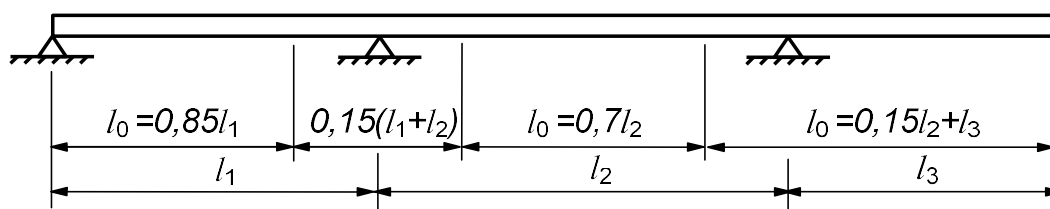
Chiều dày tối thiểu 50 mm của phần cánh có thể giảm xuống thành 40 mm khi các khối chèn cố định được gắn vào giữa các sườn.

(7) Cột là cấu kiện có chiều cao tiết diện không lớn hơn 4 lần chiều rộng tiết diện và chiều cao cột ít nhất gấp 3 lần chiều cao tiết diện. Ngược lại, cấu kiện đó có thể xem như là tường.

5.3.2 Số liệu hình học**5.3.2.1 Chiều rộng hữu hiệu của cánh dầm (tất cả các trạng thái giới hạn)**

(1)P Trong dầm chữ T, chiều rộng hữu hiệu của cánh, qua đó có thể giả thiết điều kiện ứng suất phân bố đều, phụ thuộc vào các kích thước bụng dầm và các kích thước cánh dầm, dạng tải trọng, nhịp, các điều kiện gối tựa và cốt thép ngang.

- (2) Chiều rộng hữu hiệu của cánh có thể dựa trên khoảng cách l_0 giữa các điểm mô men bằng 0, có thể lấy theo Hình 5.2.



Hình 5.2 - Định nghĩa l_0 để xác định chiều rộng hữu hiệu của cánh

CHÚ THÍCH: Chiều dài phần côngxon l_3 phải nhỏ hơn một nửa nhịp liên kề và tỷ số các nhịp liên kề phải nằm trong khoảng giữa 2/3 và 1,5.

- (3) Chiều rộng hữu hiệu b_{eff} của phần cánh đối với dầm chữ T hoặc L có thể xác định như sau:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

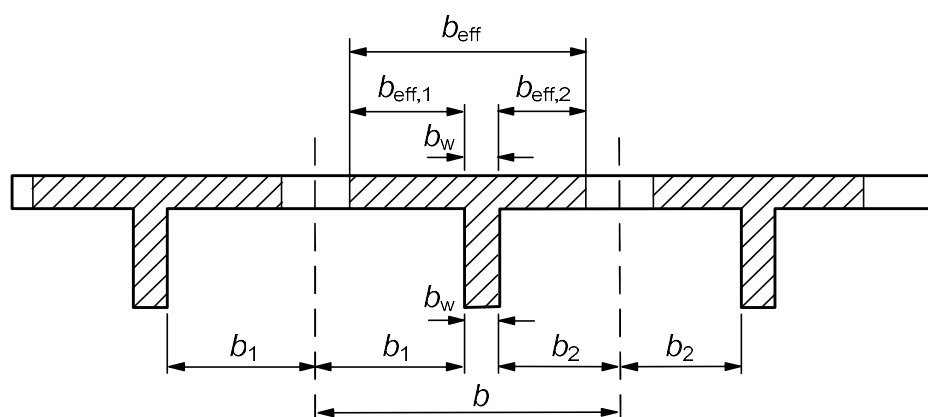
trong đó:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1L_0 \leq 0,2L_0 \quad (5.7a)$$

và

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(các chú thích xem trên Hình 5.2 và 5.3).



Hình 5.3 - Các thông số chiều rộng hữu hiệu của phần cánh

- (4) Trong phân tích kết cấu, không yêu cầu có độ chính xác lớn, có thể giả thiết chiều rộng không đổi trên toàn bộ nhịp. Giá trị áp dụng cho tiết diện của giữa nhịp dầm có thể được chấp nhận (cho toàn bộ dầm).

5.3.2.2 Nhịp hữu hiệu của dầm và bản sàn trong công trình nhà

CHÚ THÍCH: Các điều khoản sau đây chủ yếu dành cho phân tích cấu kiện. Khi phân tích kết cấu khung, có thể sử dụng một

số trong các đơn giản hóa này khi phù hợp.

(1) Nhịp hữu hiệu L_{eff} của cầu kiện được tính toán như sau:

$$L_{eff} = L_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

trong đó:

L_n là nhịp thông thủy giữa hai mặt của các gối tựa;

các giá trị a_1 và a_2 tại mỗi đầu nhịp dầm có thể xác định từ các giá trị a_i thích hợp trên Hình 5.4, trong đó t là chiều rộng của phần gối tựa đỡ dầm.

(2) Bản sàn và dầm liên tục nói chung có thể phân tích theo giả thiết là các gối tựa không phải là liên kết chống xoay.

(3) Khi dầm hoặc bản sàn được đỡ toàn khối với gối tựa, mô men thiết kế tới hạn tại gối tựa nên lấy tại vị trí mặt gối tựa. Mô men và phản lực thiết kế truyền lên bộ phận gối tựa (ví dụ như cột, tường, v.v...) nói chung nên lấy giá trị lớn hơn trong các giá trị đàn hồi hoặc giá trị đã phân bố lại.

CHÚ THÍCH: Mô men tại mặt gối tựa nên lấy không nhỏ hơn 0,65 giá trị mô men ngàm hoàn toàn tại đầu mút.

(4) Bất kể phương pháp phân tích nào được sử dụng, khi dầm hoặc bản sàn liên tục tại gối tựa không hạn chế xoay (ví dụ như qua tường), mô men thiết kế tại gối tựa được tính toán trên cơ sở nhịp bằng khoảng cách từ tâm đến tâm các gối tựa có thể giảm xuống một lượng bằng M_{Ed} :

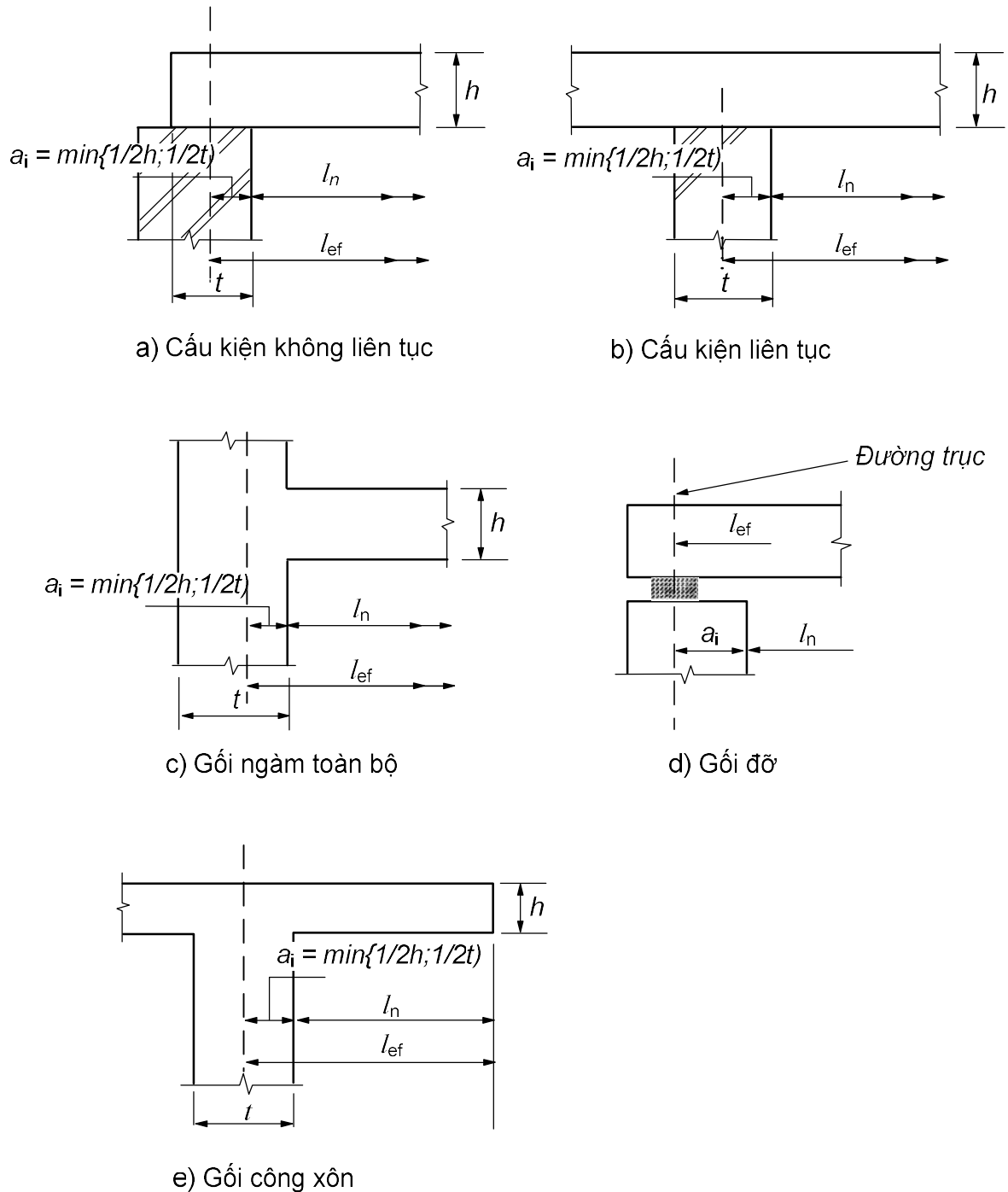
$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} t}{8} \quad (5.9)$$

trong đó:

$F_{Ed,sup}$ là phản lực thiết kế tại gối tựa;

t là chiều rộng của gối tựa (xem Hình 5.4 b)).

CHÚ THÍCH: Khi sử dụng gối kê, t phải lấy bằng chiều rộng gối kê.



Hình 5.4 - Nhịp hữu hiệu (L_{eff}) đối với các điều kiện gối tựa khác nhau

5.4 Phân tích đàn hồi tuyến tính

(1) Phân tích đàn hồi tuyến tính dựa trên lý thuyết đàn hồi có thể sử dụng cho cả trạng thái giới hạn sử dụng lẫn trạng thái giới hạn cực hạn.

(2) Khi xác định các hệ quả tác động, có thể tiến hành phân tích tuyến tính với các giả thiết sau:

- i) các tiết diện không nứt,

- ii) quan hệ ứng suất – biến dạng tuyến tính và
- iii) giá trị trung bình của môđun đàn hồi.

(3) Đối với biến dạng nhiệt, các ảnh hưởng của lún và co ngót ở trạng thái giới hạn cực hạn, có thể giả thiết độ cứng giảm xuống do tiết diện bị nứt, bỏ qua sự tăng cứng khi kéo nhưng bao gồm ảnh hưởng của từ biến. Đối với trạng thái giới hạn sử dụng, cần xét đến sự phát triển dần dần của nứt.

5.5 Phân tích đàn hồi tuyến tính với phân bố lại có giới hạn

(1)P Ảnh hưởng của bất kỳ phân bố lại nào của mô men đến mọi khía cạnh của thiết kế phải được xem xét.

(2) Phân tích tuyến tính với phân bố lại có giới hạn có thể áp dụng để phân tích các cấu kiện chịu lực khi kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn.

(3) Mô men tại trạng thái giới hạn cực hạn được xác định theo phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính có thể được phân bố lại nếu mô men sau khi phân bố lại vẫn giữ cân bằng với tải trọng tác dụng.

(4) Trong dầm và bản sàn liên tục với:

- a) chủ yếu chịu uốn và
- b) có tỷ số chiều dài các nhịp liên kề nhau nằm trong khoảng 0,5 đến 2, có thể tiến hành phân bố lại mô men uốn mà không phải kiểm tra chi tiết về khả năng xoay, nếu:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{đối với } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{đối với } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$ khi sử dụng cốt thép loại B và loại C (xem Phụ lục C)

$\geq k_6$ khi sử dụng cốt thép loại A (xem Phụ lục C)

trong đó:

δ là tỷ lệ mô men phân bố lại so với mô men uốn đàn hồi;

x_u là chiều cao trục trung hòa tại trạng thái giới hạn cực hạn sau khi phân bố lại;

d chiều cao thiết kế của tiết diện.

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 và k_6 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là: $k_1 = 0,44$; $k_2 = k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$; $k_3 = 0,54$; $k_5 = 0,7$; $k_6 = 0,8$; ϵ_{cu2} là biến dạng cực hạn lấy theo Bảng 3.1.

(5) Phân bố lại mô men không nên thực hiện trong các hoàn cảnh khi khả năng xoay không thể xác định một cách chắc chắn (ví dụ như tại các góc của kết cấu khung ứng suất trước).

(6) Khi thiết kế cột, nên sử dụng mô men đàn hồi lấy từ phân tích kết cấu khung mà không kể đến bất kỳ sự phân bố lại mô men nào.

5.6 Phân tích dẻo

5.6.1 Quy định chung

- (1)P Các phương pháp dựa trên phân tích dẻo chỉ được sử dụng để kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn.
- (2)P Tính dẻo của các tiết diện tới hạn phải đủ để hình thành cơ cấu đã dự tính.
- (3)P Phân tích dẻo nên dựa trên phương pháp cận dưới (tĩnh học) hoặc phương pháp cận trên (động học).

CHÚ THÍCH: Hướng dẫn trong Phụ lục Quốc gia có thể viện dẫn thêm thông tin mà không có sự mâu thuẫn.

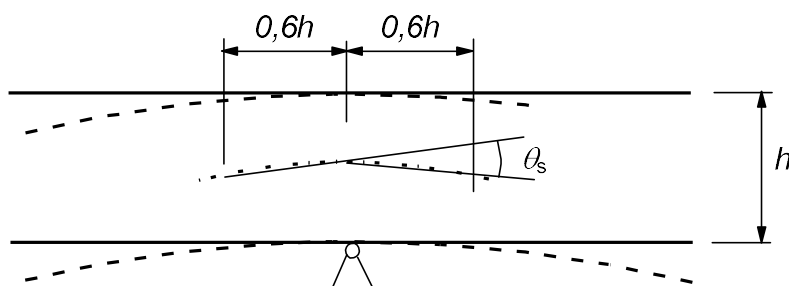
- (4) Có thể bỏ qua ảnh hưởng của các chu trình gia tải trước và giả thiết độ lớn của các tác động tăng dần một cách đơn điệu.

5.6.2 Phân tích dẻo đối với dầm, khung và bản sàn

- (1)P Phân tích dẻo không có bất kỳ kiểm tra trực tiếp nào về khả năng xoay có thể sử dụng cho trạng thái giới hạn cực hạn nếu đáp ứng các điều kiện của 5.6.1 (2)P.
- (2) Độ dẻo yêu cầu có thể được xem là thỏa mãn mà không cần có việc kiểm tra chính xác nếu đáp ứng được tất cả các nội dung sau đây:
 - i) diện tích cốt thép chịu kéo được giới hạn sao cho tại tiết diện bất kỳ
$$x_u/d \leq 0,25 \text{ đối với bê tông có cấp cường độ } \leq C50/60$$
$$x_u/d \leq 0,15 \text{ đối với bê tông có cấp cường độ } \geq C55/67$$
 - ii) cốt thép thuộc loại B hoặc C
 - iii) tỷ lệ mô men tại gối tựa giữa và mô men ở nhịp nên nằm giữa 0,5 và 2.
- (3) Cột nên được kiểm tra với mô men dẻo lớn nhất có thể truyền qua cấu kiện liên kết. Đối với liên kết với bản sàn phẳng, mô men này nên được bao gồm trong tính toán chọc thủng.
- (4) Khi thực hiện phân tích dẻo cho bản sàn, nên kể đến cốt thép phân bố không đều bất kỳ, các lực kéo xuống ở góc và xoắn ở các cạnh tự do.
- (5) Các phương pháp dẻo có thể mở rộng cho các loại bản sàn không đặc (sàn sườn, sàn rỗng, sàn ô cò) nếu sự làm việc của chúng tương tự với sự làm việc của sàn đặc, đặc biệt về các ảnh hưởng của xoắn.

5.6.3 Khả năng xoay

- (1) Quy trình đơn giản hóa đối với dầm liên tục và bản sàn một phương liên tục dựa trên cơ sở khả năng xoay của các vùng dầm/sàn qua chiều dài xấp xỉ 1,2 lần chiều cao tiết diện. Giả thiết rằng các vùng này đang tiến dần tới biến dạng dẻo (hình thành các khớp dẻo) dưới các tổ hợp tác động có liên quan. Việc kiểm tra góc xoay dẻo ở trạng thái giới hạn cực hạn đang xét được coi là thỏa mãn nếu nó chứng tỏ rằng dưới các tổ hợp tác động có liên quan, góc xoay tính toán θ_s nhỏ hơn hoặc bằng góc xoay dẻo cho phép (xem Hình 5.5).



Hình 5.5 - Góc xoay dẹo θ_s của tiết diện bê tông cốt thép đối với dầm liên tục và bản sàn một phương liên tục

- (2) Trong vùng có khớp dẹo, x_u/d không nên lớn hơn 0,45 đối với bê tông có cấp cường độ nhỏ hơn hoặc bằng C50/60, và 0,35 đối với bê tông có cấp cường độ lớn hơn hoặc bằng C55/67.
- (3) Góc xoay ϑ_s cần được xác định trên cơ sở các giá trị thiết kế đối với các tác động và các giá trị trung bình đối với vật liệu và ứng suất trước tại thời điểm có liên quan.
- (4) Trong quy trình đơn giản hóa, góc xoay dẹo cho phép có thể xác định bằng cách nhân giá trị cơ bản của góc xoay cho phép $\vartheta_{pl,d}$ với hệ số hiệu chỉnh k_λ phụ thuộc vào độ mảnh khi cắt.

CHÚ THÍCH: Các giá trị $\vartheta_{pl,d}$ sử dụng cho quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị cho thép loại B và C (không khuyến nghị sử dụng thép loại A cho phân tích dẹo) và bê tông có cấp cường độ nhỏ hơn hoặc bằng C50/60 và bê tông C90/105 cho trên Hình 5.6N.

Các giá trị đối với bê tông có cấp cường độ C55/67 đến C90/105 có thể nội suy. Các giá trị áp dụng cho độ mảnh khi cắt $\lambda = 3,0$. Đối với các giá trị độ mảnh khi cắt khác, giá trị $\vartheta_{pl,d}$ cần nhân với k_λ .

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda / 3} \quad (5.11N)$$

trong đó λ là tỷ số của khoảng cách giữa điểm mô men bằng không và điểm mô men lớn nhất sau khi phân bố lại nội lực với chiều cao hữu hiệu d .

Để đơn giản hóa, có thể tính toán λ từ các giá trị thiết kế phù hợp của mô men uốn và lực cắt:

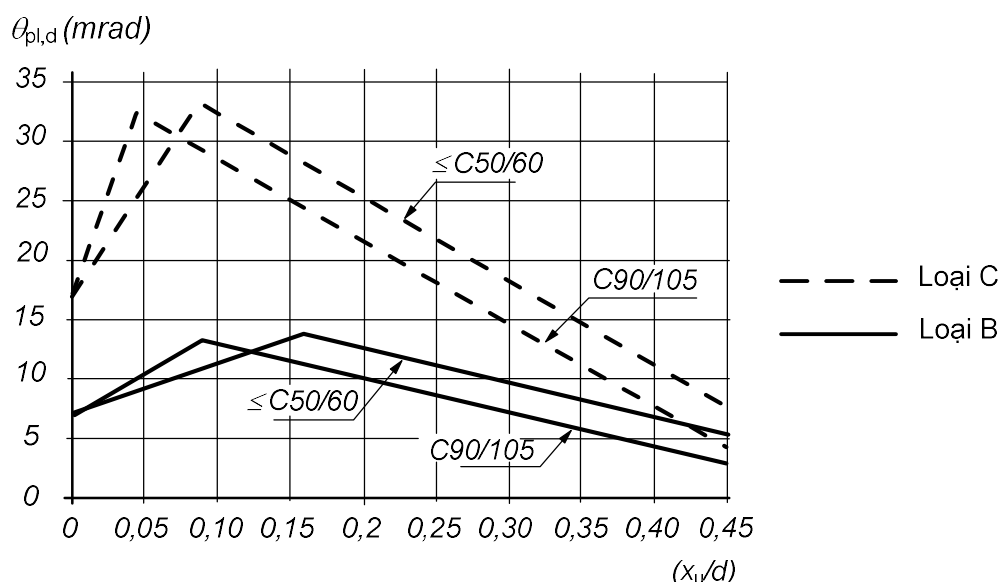
$$L = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

Trong đó:

M_{Sd} : sss

V_{Sd} : sdsd

d : ssvdd



Hình 5.6N - Giá trị cơ bản của góc xoay cho phép $\theta_{pl,d}$ của các tiết diện bê tông cốt thép đối với cốt thép loại B và C. Các giá trị được áp dụng cho độ mảnh khi cắt $\lambda = 3,0$

5.6.4 Phân tích với mô hình thanh chống - giằng

- (1) Mô hình mô hình thanh chống - giằng có thể sử dụng để thiết kế theo trạng thái giới hạn cực hạn đối với các vùng liên tục (trạng thái có vết nứt của dầm và bản sàn, xem 6.1 – 6.4) và dùng cho thiết kế theo trạng thái giới hạn cực hạn cũng như cấu tạo đối với các vùng không liên tục (xem 6.5). Nói chung, các vùng này có thể mở rộng một khoảng bằng h (chiều cao tiết diện cấu kiện) tính từ khu vực liên tục. Mô hình thanh chống - giằng cũng có thể sử dụng cho các cấu kiện được giả thiết có sự phân bố tuyến tính trong phạm vi tiết diện, ví dụ biến dạng phẳng.
- (2) Kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng cũng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng mô hình giàn ảo, ví dụ như kiểm tra ứng suất trong cốt thép và kiểm tra bề rộng vết nứt, nếu đảm bảo tính tương thích gần đúng đối với mô hình thanh chống - giằng - mô hình giàn ảo (đặc biệt là vị trí và hướng các thanh giàn phải tuân thủ lý thuyết đàn hồi tuyến tính).
- (3) Mô hình thanh chống - giằng bao gồm các thanh chống đại diện cho các trường ứng suất nén, các giằng đại diện cho cốt thép và các nút liên kết. Nội lực trong các cấu kiện của mô hình giàn ảo cần được xác định bằng nguyên tắc cân bằng lực tác dụng ở trạng thái giới hạn cực hạn. Các phần tử của mô hình giàn ảo cần có kích thước phù hợp với các quy định nêu trong 6.5.
- (4) Các giằng trong mô hình thanh chống - giằng cần có vị trí và hướng trùng với cốt thép tương ứng.
- (5) Các phương pháp có thể có để phát triển các mô hình thanh chống - giằng thích hợp gồm có sự chấp nhận các quỹ đạo và sự phân bố ứng suất từ lý thuyết đàn hồi tuyến tính hoặc từ phương pháp đường truyền lực. Tất cả các mô hình thanh chống - giằng có thể được tối ưu hóa bằng tiêu chí năng lượng.

5.7 Phân tích phi tuyến

- (1) Các phương pháp phân tích phi tuyến có thể sử dụng cho cả trạng thái giới hạn cực hạn và trạng thái giới hạn sử dụng, nếu thoả mãn tính cân bằng và tính tương thích cũng như giả thiết về ứng xử phi tuyến phải phù hợp cho vật liệu. Các phân tích có thể là bậc nhất hoặc bậc hai.
- (2) Ở trạng thái giới hạn cực hạn, cần kiểm tra bằng phân tích khả năng của các tiết diện tới hạn cục bộ chịu các biến dạng không đàn hồi bất kỳ, có kể đến các tính bất định phù hợp.
- (3) Đối với kết cấu chủ yếu chịu tải trọng tĩnh, nói chung có thể bỏ qua các hệ quả các tải trọng áp dụng trước đó và có thể giả thiết rằng cường độ tác động tăng lên một cách đơn điệu.
- (4)P Khi phân tích phi tuyến, phải sử dụng các đặc trưng vật liệu đại diện cho độ cứng một cách thực tế, nhưng có kể đến tính bất định của sự phá hoại. Chỉ các dạng thiết kế có cơ sở chắc chắn trong các lĩnh vực áp dụng có liên quan mới được sử dụng.
- (5) Đối với kết cấu mảnh không thể bỏ qua hiệu ứng bậc hai, có thể sử dụng phương pháp thiết kế nêu trong 5.8.6.

5.8 Phân tích hiệu ứng bậc hai với lực dọc trục

5.8.1 Các định nghĩa

Uốn xiên (Biaxial bending): uốn đồng thời theo cả hai trục chính.

Cấu kiện hoặc hệ được giằng (Braced members or systems): cấu kiện hoặc hệ kết cấu phụ được giả thiết là không góp phần vào ổn định ngang tổng thể của kết cấu khi tiến hành phân tích và thiết kế.

Cấu kiện hoặc hệ giằng (Bracing members or systems): cấu kiện hoặc hệ kết cấu phụ được giả thiết là tham gia vào ổn định ngang tổng thể của kết cấu trong phân tích và thiết kế.

Mất ổn định hay oằn (Buckling): sự phá hoại do mất ổn định của cấu kiện hoặc kết cấu dưới tác dụng của lực nén dọc trục thuần túy và không có lực ngang.

CHÚ THÍCH: “Mất ổn định thuần túy” như định nghĩa ở trên không phải là trạng thái giới hạn thích hợp trong kết cấu thực, do sự không hoàn chỉnh của kết cấu và tải trọng ngang, nhưng tải trọng danh định gây mất ổn định có thể sử dụng như là thông số trong một số phương pháp dành cho phân tích bậc hai.

Lực gây mất ổn định (Buckling load): lực ở thời điểm xảy ra mất ổn định; đối với cấu kiện đàn hồi độc lập, nó đồng nhất với lực Euler.

Chiều dài hữu dụng (tính toán) (Effective length): chiều dài sử dụng có kể đến dạng của đường cong uốn; nó cũng có thể được định nghĩa là chiều dài mất ổn định, nghĩa là chiều dài của cột hai đầu khớp với lực pháp tuyến là hằng số, có cùng tiết diện ngang và lực gây mất ổn định như cấu kiện thực.

Hiệu ứng bậc nhất (First order effects): các hệ quả tác động được tính toán mà không xét đến ảnh hưởng của biến dạng kết cấu, nhưng bao gồm những khiếm khuyết hình học.

Cấu kiện độc lập (Isolated members): cấu kiện đứng độc lập hoặc cấu kiện trong kết cấu được coi như bị cách ly theo mục đích thiết kế; ví dụ như các cấu kiện độc lập với các điều kiện biên như thể hiện trong Hình 5.7.

Mô men bậc hai danh định (Nominal second order moment): mô men bậc hai dùng trong các phương

TCVN X1992-1-1:202X

pháp thiết kế nhất định, đưa ra mô men tổng tương ứng với khả năng chịu lực cực hạn của tiết diện (xem 5.8.5 (2)).

Hiệu ứng bậc hai (Second order effects): các hệ quả tác động bổ sung do biến dạng của kết cấu.

5.8.2 Quy định chung

(1)P Điều này liên quan tới các cấu kiện và kết cấu trong đó ứng xử kết cấu bị ảnh hưởng đáng kể bởi các hiệu ứng bậc hai (ví dụ như cột, tường, cọc, vòm và vỏ). Hiệu ứng bậc hai tổng thể có thể xảy ra trong kết cấu có hệ giằng mềm.

(2)P Khi hiệu ứng bậc hai được kể đến, xem (6), phải kiểm tra cân bằng và khả năng chịu lực ở trạng thái biến dạng. Các biến dạng phải được tính toán có kể đến các ảnh hưởng hợp lý của vết nứt, các tính chất phi tuyến của vật liệu và từ biến.

(3)P Phân tích phải bao gồm ảnh hưởng của độ mềm của các cấu kiện liên kết và móng (tương tác nền – móng), nếu phù hợp.

(4)P Ứng xử kết cấu phải được xem xét theo hướng có thể xảy ra biến dạng, và mô men uốn theo hai phương phải được kể đến khi cần thiết.

(5)P Tính bất định hình học và vị trí của lực dọc trục phải được kể đến như là các hiệu ứng bậc nhất bổ sung dựa trên các khiếm khuyết hình học, xem 5.2.

(6) Hiệu ứng bậc hai có thể bỏ qua nếu chúng nhỏ hơn 10 % so với hiệu ứng bậc nhất tương ứng. Tiêu chí đơn giản hóa đối với cấu kiện độc lập được nêu trong 5.8.3.1 và trong 5.8.3.3 đối với kết cấu.

5.8.3 Tiêu chí đơn giản hóa đối với hiệu ứng bậc hai

5.8.3.1 Tiêu chí độ mảnh đối với cấu kiện độc lập

(1) Thay cho 5.8.2 (6), có thể bỏ qua hiệu ứng bậc hai nếu độ mảnh λ (như định nghĩa trong 5.8.3.2) thấp hơn giá trị λ_{lim} :

CHÚ THÍCH: Giá trị λ_{lim} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị như sau:

$$\lambda_{lim} = 20A \times B \times C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

trong đó:

$$A = 1/(1+0,2\phi_{ef}) \quad (\text{nếu không biết } \phi_{ef}, \text{ có thể dùng } A = 0,7)$$

$$B = \sqrt{1+2\omega} \quad (\text{nếu không biết } \omega, \text{ có thể dùng } B = 1,1)$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{nếu không biết } r_m, \text{ có thể dùng } C = 0,7)$$

ϕ_{ef} là tỷ số từ biến hữu hiệu; xem 5.8.4;

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}); \text{ hàm lượng cơ học của cốt thép;}$$

A_s là tổng diện tích cốt thép dọc;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; lực dọc tương đối;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; tỷ số mô men;

M_{01} và M_{02} là các mô men bậc nhất ở các đầu mút, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Nếu các mô men đầu mút M_{01} và M_{02} tạo ra lực kéo trên cùng một phía, r_m cần lấy dấu dương (nghĩa là $C \leq 1,7$), ngược lại là âm (nghĩa là $C > 1,7$).

Trong các trường hợp sau, r_m cần lấy bằng 1,0 (nghĩa là $C = 0,7$):

- đối với cấu kiện được giằng mà trong đó mô men bậc nhất chỉ sinh ra chủ yếu từ khiếm khuyết hoặc tải trọng ngang;
- đối với cấu kiện không được giằng nói chung.

(2) Trong các trường hợp uốn theo hai phương, có thể kiểm tra tiêu chí độ mảnh theo mỗi phương riêng biệt. Phụ thuộc vào kết quả kiểm tra đó, (a) có thể bỏ qua hiệu ứng bậc hai trên cả hai phương, (b) cần kể đến theo một phương, hoặc (c) cần kể đến theo cả hai phương.

5.8.3.2 Độ mảnh và chiều dài hữu hiệu của cấu kiện độc lập

(1) Độ mảnh được xác định theo công thức sau:

$$\lambda = L_0 / i \quad (5.14)$$

trong đó:

L_0 là chiều dài hữu hiệu, xem 5.8.3.2 (2) đến (7);

i bán kính quán tính của tiết diện bê tông không nứt.

(2) Đối với định nghĩa tổng quát về chiều dài hữu hiệu, xem 5.8.1. Các ví dụ về chiều dài hữu hiệu cho các cấu kiện độc lập với tiết diện không đổi được cho trên Hình 5.7.

(3) Đối với các cấu kiện chịu nén trong các khung bình thường, cần kiểm tra tiêu chí độ mảnh (xem 8.5.3.1) với chiều dài hữu hiệu L_0 được xác định bằng cách sau đây:

Các cấu kiện bị giằng (xem Hình 5.7(f)):

$$L_0 = 0,5L \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Các cấu kiện không được giằng (xem Hình 5.7 (g)):

$$L_0 = L \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (5.16)$$

trong đó:

k_1, k_2 là độ mềm liên kết xoay tại các đầu 1 và 2 tương ứng;

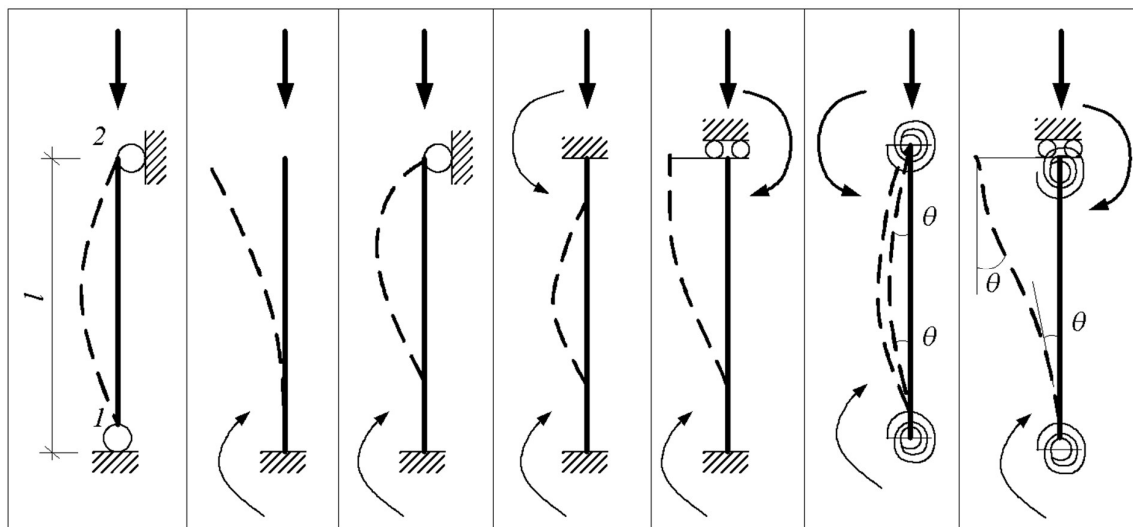
$k = (\theta / M) \cdot (EI / L)$;

θ là góc xoay của các cấu kiện cần đối với mômen uốn M, xem cùng Hình 5.7 (f) và (g);

EI là độ cứng chống uốn của cấu kiện chịu nén, xem cùng 5.8.3.2 (4) và (5);

L là chiều cao thông thủy giữa các liên kết đầu mút của cấu kiện chịu nén.

CHÚ THÍCH: $k = 0$ là giới hạn lý thuyết đối với liên kết ngàm cứng chuyển vị xoay, $k = \infty$ đại diện giới hạn khi không có liên kết tại các đầu. Liên kết ngàm cứng rất ít có trong thực tế và giá trị tối thiểu bằng 0,1 được khuyến nghị cho k_1 và k_2 .



a) $L_0 = L$ b) $L_0 = 2L$ c) $L_0 = 0,7L$ d) $L_0 = 0,5L$ e) $L_0 = L$ f) $0,5L_0 < L_0 < L$ g) $L_0 > 2L$

Hình 5.7 - Các ví dụ về mô hình mất ổn định khác nhau và chiều dài hữu hiệu tương ứng đối với các cấu kiện độc lập

(4) Nếu cấu kiện chịu nén liên kết (cột) tại nút có đóng góp chuyển vị xoay tại thời điểm mất ổn định, (EI) trong công thức xác định k phải thay bằng $[(EI / L)_a + (EI / L)_b]$, a và b đại diện cấu kiện chịu nén (cột) ở phía trên và phía dưới nút.

(5) Khi xác định chiều dài hữu hiệu, độ cứng của cấu kiện có liên kết cần bao gồm các ảnh hưởng của vết nứt, ngoại trừ khi có thể chứng minh được không có vết nứt ở trạng thái giới hạn cực hạn.

(6) Đối với các trường hợp khác với (2) và (3), ví dụ như cấu kiện có sự thay đổi về lực pháp tuyến và/hoặc thay đổi tiết diện, cần kiểm tra tiêu chí nêu trong 5.8.3.1 với chiều dài hữu hiệu dựa trên tải trọng gây mất ổn định (ví dụ như tính toán bằng phương pháp số):

$$L_0 = \pi \sqrt{EI / N_B} \quad (5.17)$$

trong đó:

EI là độ cứng chống uốn đại diện;

N_B là lực gây mất ổn định, biểu thị bằng thành phần của EI (trong biểu thức (5.14), i cũng cần tương ứng với EI này).

(7) Ảnh hưởng liên kết của tường ngang có thể được phép đưa vào tính toán chiều dài hữu hiệu của tường bằng hệ số nêu trong 12.6.5.1. Trong biểu thức (12.9) và Bảng 12.1, L_w được thay thế bằng l_0 xác định theo 5.8.3.2.

5.8.3.3 Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong công trình nhà

(1) Thay cho 5.8.2 (6), có thể bỏ qua hiệu ứng bậc hai tổng thể trong công trình nhà nếu:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

trong đó:

- $F_{V,Ed}$ là tổng tải trọng đứng (trên cấu kiện bị giằng và cấu kiện giằng);
- n_s là số tầng;
- L là tổng chiều cao của nhà ở phía trên cao trình liên kết mô men;
- E_{cd} là giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi bê tông;
- I_c là mô men quán tính (tiết diện bê tông không nứt) của cấu kiện giằng.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,31.

Biểu thức (5.18) chỉ phù hợp khi đáp ứng được tất cả các điều kiện sau đây:

- mất ổn định xoắn không chi phối, nghĩa là kết cấu đối xứng một cách hợp lý
- biến dạng cắt tổng thể có thể bỏ qua (như trong hệ giằng, chủ yếu gồm tường chịu cắt không có lỗ cửa)
- các cấu kiện giằng bị ngàm cứng tại đáy, nghĩa là có thể bỏ qua góc xoay
- độ cứng của các cấu kiện giằng không đổi trên suốt chiều cao
- tổng tải trọng đứng tăng lên xấp xỉ theo số tầng.

(2) Trong biểu thức (5.18), k_1 được thay bằng k_2 nếu có thể kiểm tra được cấu kiện giằng không bị nứt ở trạng thái giới hạn cực hạn.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị k_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,62.

CHÚ THÍCH 2: Đối với các trường hợp hệ giằng có biến dạng cắt tổng thể là đáng kể và/hoặc có góc xoay cuối, xem Phụ lục H (cũng đưa ra các cơ sở cho các quy định nói trên).

5.8.4 Từ biến

(1)P Ảnh hưởng của từ biến phải được kể đến trong phân tích hiệu ứng bậc hai với việc xem xét cả các điều kiện tổng thể đối với từ biến và thời gian chất các tải khác nhau trong tổ hợp tải trọng đang xét.

(2) Thời gian chất các tải có thể đưa vào tính toán theo cách đơn giá hóa bằng cách sử dụng giá trị trung bình của tỷ số từ biến hữu hiệu ϕ_{ef} cùng với tải trọng thiết kế, cho biến dạng (độ cong) từ biến tương ứng với tải trọng tựa-thường xuyên:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t0)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.19)$$

trong đó:

$\varphi_{(\infty, t0)}$ là hệ số từ biến cuối cùng, lấy theo 3.1.4;

M_{0Eqp} là mô men uốn bậc nhất theo tổ hợp tải trọng tựa-thường xuyên (trạng thái giới hạn sử dụng);

M_{0Ed} là mô men uốn bậc nhất theo tổ hợp tải trọng thiết kế (trạng thái giới hạn cực hạn).

CHÚ THÍCH: Cũng có thể dựa trên φ_{ef} theo các mô men uốn tổng M_{Eqp} và M_{Ed} , nhưng điều này đòi hỏi phép tính lặp và kiểm tra ổn định dưới tác dụng của tải trọng tựa-thường xuyên với $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t0)}$.

(3) Nếu M_{0Eqp} / M_{0Ed} thay đổi trong cấu kiện hoặc kết cấu, có thể tính toán tỷ số này cho tiết diện có mô men lớn nhất, hoặc có thể sử dụng giá trị trung bình đại diện.

(4) Ảnh hưởng của từ biến có thể được bỏ qua, nghĩa là có thể giả thiết $\varphi_{ef} = 0$, nếu đáp ứng ba điều kiện sau đây:

- $\varphi_{(\infty, t0)} \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Eqp} / M_{0Ed} \geq h$

Ở đây, M_{0Ed} là mô men bậc nhất và h là chiều cao tiết diện ngang theo phương tương ứng.

CHÚ THÍCH: Nếu các điều kiện để bỏ qua hiệu ứng bậc hai theo 5.8.2 (6) hoặc 5.8.3.3 chỉ vừa đủ đạt được, có thể quá thiên về không an toàn do việc bỏ qua cả hiệu ứng bậc hai lẫn từ biến, trừ khi hàm lượng cốt thép chịu lực (ω , xem 5.8.3.1 (1)) ít nhất bằng 0,25.

5.8.5 Các phương pháp phân tích

(1) Các phương pháp phân tích bao gồm phương pháp tổng quát dựa vào phân tích bậc hai phi tuyến, xem 5.8.6, và hai phương pháp đơn giản hóa sau:

- (a) Phương pháp dựa trên độ cứng danh định, xem 5.8.7
- (b) Phương pháp dựa trên độ cong danh định, xem 5.8.8

CHÚ THÍCH 1: Việc lựa chọn phương pháp (a) hay (b) để sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia.

CHÚ THÍCH 2: Mô men danh định bậc hai từ phương pháp đơn giản hóa (a) và (b) đôi lúc lớn hơn mô men tương ứng với mất ổn định. Điều đó đảm bảo rằng mô men tổng tương thích với khả năng chịu lực của tiết diện.

(2) Phương pháp (a) có thể sử dụng cho cả cấu kiện độc lập lẫn kết cấu tổng thể nếu các giá trị độ cứng danh định được tính toán một cách thích hợp; xem 5.8.7.

(3) Phương pháp (b) chủ yếu phù hợp với cấu kiện độc lập; xem 5.8.8. Tuy nhiên, với các giả thiết thực tế về sự phân bố độ cong, có thể sử dụng phương pháp nêu trong 5.8.8 cho các kết cấu.

5.8.6 Phương pháp tổng quát

(1)P Phương pháp tổng quát dựa trên phân tích phi tuyến, bao gồm phi tuyến hình học (ví dụ: hiệu ứng bậc hai). Các quy định tổng quát nêu trong 5.7 được áp dụng cho phân tích phi tuyến.

(2)P Phải sử dụng các đường cong ứng suất – biến dạng của bê tông và của cốt thép phù hợp với phân tích tổng thể. Ảnh hưởng của từ biến phải được kể đến.

(3) Có thể sử dụng các quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông và cốt thép được nêu trong 3.1.5, biểu thức (3.14) và 3.2.7 (Hình 3.8). Với biểu đồ ứng suất – biến dạng dựa trên các giá trị thiết kế, giá trị thiết kế của tải trọng cực hạn được xác định trực tiếp từ phân tích. Trong biểu thức (3.14) và trong giá trị k , sau đó f_{cm} được thay thế bằng cường độ chịu nén thiết kế f_{cd} , và E_{cm} được thay bằng:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} \quad (5.20)$$

CHÚ THÍCH: Giá trị γ_{CE} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,2.

(4) Khi không có mô hình chính xác hơn, từ biến có thể được kể đến bằng cách nhân tất cả các giá trị biến dạng trong biểu đồ ứng suất – biến dạng của bê tông theo 5.8.8 (3) với hệ số $(1 + \phi_{ef})$, trong đó ϕ_{ef} là tỷ số từ biến hữu hiệu lấy theo 5.8.4.

(5) Ảnh hưởng có lợi của sự tăng cứng khi kéo có thể được kể đến.

CHÚ THÍCH: Ảnh hưởng này là có lợi và thông thường có thể bỏ qua ảnh hưởng này để đơn giản hóa.

(6) Thông thường, các điều kiện cân bằng và tính tương thích biến dạng được thỏa mãn trong một số các tiết diện ngang. Một cách thay thế được đơn giản hóa là chỉ xem xét các tiết diện tới hạn, và giả thiết sự thay đổi độ cong thích hợp ở giữa các tiết diện đó, ví dụ tương tự như mô men bậc nhất hoặc đơn giản hóa theo phương pháp thích hợp khác.

5.8.7 Phương pháp dựa trên độ cứng danh định

5.8.7.1 Quy định chung

(1) Trong phân tích bậc hai dựa trên độ cứng, cần sử dụng giá trị danh định của độ cứng chống uốn, trong đó có kể đến các ảnh hưởng của vết nứt, tính phi tuyến của vật liệu và từ biến đến ứng xử tổng thể. Điều này cũng áp dụng cho các cấu kiện liên kết có liên quan trong phân tích, ví dụ như dầm, bản sàn hoặc móng. Khi phù hợp, nên kể đến sự tương tác đất – kết cấu.

(2) Mô men thiết kế hợp lực được sử dụng để thiết kế tiết diện ngang có liên quan đến mô men uốn và lực dọc trục lấy theo 6.1, được so sánh với mô men uốn theo 5.8.5 (1).

5.8.7.2 Độ cứng danh định

(1) Mô hình sau đây có thể sử dụng để tính toán độ cứng danh định của cấu kiện mảnh chịu nén với tiết diện ngang bất kỳ:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

trong đó:

E_{cd} là giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi của bê tông, xem 5.8.6 (3);

I_c là mô men quán tính của tiết diện bê tông;

E_s là giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi của cốt thép, xem 5.8.6 (3);

I_s là mô men quán tính của cốt thép so với tâm của diện tích bê tông;

TCVN X1992-1-1:202X

K_c là hệ số ảnh hưởng của vết nứt, từ biến, v.v, xem 5.8.7.2 (2) hoặc (3);

K_s là hệ số kể đến sự tham gia của cốt thép, xem 5.8.7.2 (2) hoặc (3).

(2) Các hệ số sau đây có thể sử dụng trong biểu thức (5.21), với $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1;$$

$$K_c = k_1 k_2 (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

trong đó:

ρ là hàm lượng cốt thép hình học, A_s/A_c ;

A_s là tổng diện tích cốt thép;

A_c là diện tích tiết diện bê tông;

φ_{ef} là hệ số từ biến hữu hiệu, xem 5.8.4;

k_1 là hệ số phụ thuộc vào cấp cường độ của bê tông, biểu thức (5.23);

k_2 là hệ số phụ thuộc vào lực dọc trục và độ mảnh, biểu thức (5.24);

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ (MPa)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

trong đó:

n là lực dọc trục tương đối, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;

λ là độ mảnh, xem 5.8.3

Nếu không xác định được độ mảnh, k_2 có thể lấy bằng:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

(3) Như một cách thay thế được đơn giản hóa, với $\rho \geq 0,01$, có thể sử dụng các hệ số sau đây trong biểu thức (5.21):

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5 \varphi_{ef}) \quad (5.26)$$

CHÚ THÍCH: Cách thay thế được đơn giản hóa có thể thích hợp với bước ban đầu và được tiếp tục tính toán chính xác hơn theo (2).

(4) Đối với kết cấu siêu tĩnh, ảnh hưởng bất lợi của vết nứt trong các cấu kiện liên kết cần được kể đến. Các biểu thức (5.21 – 5.26) nói chung không thể áp dụng cho các cấu kiện nói trên. Nứt một phần và sự tăng cường khi kéo có thể được kể đến, ví dụ theo 7.4.3. Tuy nhiên để đơn giản hóa, có thể giả thiết tiết diện bị nứt hoàn toàn. Độ cứng cần dựa trên mô đun hữu hiệu của bê tông:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

trong đó:

E_{cd} là giá trị thiết kế của môđun đàn hồi, theo 5.8.6 (3);

φ_{ef} là hệ số từ biến hữu hiệu; có thể sử dụng cùng giá trị đối với cột.

5.8.7.3 Hệ số khuếch đại mô men

(1) Mô men thiết kế tổng, bao gồm mô men bậc hai, có thể biểu thị bằng sự khuếch đại của mô men uốn lấy từ phân tích bậc nhất:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

trong đó:

M_{0Ed} là mô men bậc nhất; xem cùng 5.8.8.2 (2);

β là hệ số phụ thuộc vào sự phân bố của mô men bậc nhất và bậc hai, xem 5.8.7.3 (2)-(3);

N_{Ed} là giá trị thiết kế của lực dọc trục;

N_B là lực gây mất ổn định dựa trên độ cứng danh định.

(2) Đối với cấu kiện độc lập có tiết diện và lực dọc trục không đổi, thông thường có thể giả thiết mô men bậc hai có dạng phân bố hình sin. Khi đó:

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (5.29)$$

trong đó:

c_0 là hệ số phụ thuộc vào sự phân bố của mô men bậc nhất (ví dụ như $c_0 = 8$ đối với mô men bậc nhất không đổi, $c_0 = 9,6$ đối với phân bố hình parabol và 12 đối với phân bố hình tam giác cân, v.v...).

(3) Đối với cấu kiện không có tải trọng ngang, các mô men bậc nhất khác nhau tại các đầu mút M_{01} và M_{02} có thể thay bằng mô men bậc nhất không đổi tương đương M_{0e} theo 5.8.8.2 (2). Để phù hợp với giả thiết về mô men bậc nhất không đổi, cần sử dụng $c_0 = 8$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $c_0 = 8$ cũng áp dụng cho cấu kiện uốn theo độ cong kép. Nên lưu ý rằng trong một số trường hợp, phụ thuộc vào độ mảnh và lực dọc trục, các mô men tại các đầu mút có thể lớn hơn mô men tương đương đã được khuếch đại.

(4) Khi không có khả năng áp dụng 5.8.7.3 (2) hoặc (3), $\beta = 1$ là sự đơn giản hóa hợp lý. Khi đó, biểu thức (5.28) có thể bị giảm xuống:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)} \quad (5.30)$$

CHÚ THÍCH: 5.8.7.3 (4) cũng có khả năng áp dụng cho phân tích tổng thể các dạng kết cấu nào đó, ví dụ như kết cấu bị giằng bởi vách cứng (tường chịu cắt) và tương tự, trong đó hệ quả tác động chính là mô men uốn trong các bộ phận giằng. Đối với các dạng kết cấu khác, phương pháp tổng quát hơn được nêu trong H.2, Phụ lục H.

5.8.8 Phương pháp dựa trên độ cong danh định

5.8.8.1 Quy định chung

(1) Phương pháp này chủ yếu phù hợp với các cấu kiện độc lập có lực dọc không đổi và có chiều dài hữu hiệu xác định l_0 (xem 5.8.3.2). Phương pháp đưa ra mô men bậc hai danh định dựa trên độ võng, mà chúng lại luôn dựa trên chiều dài hữu hiệu và độ cong lớn nhất được tính toán (xem cùng 5.8.5 (3)).

(2) Mô men thiết kế hợp lực dùng để thiết kế tiết diện ngang có liên quan đến mô men uốn và lực dọc theo 6.1.

5.8.8.2 Mô men uốn

(1) Mô men thiết kế:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

trong đó:

M_{0Ed} là mô men bậc nhất, bao gồm cả ảnh hưởng của khiếm khuyết, xem cùng 5.8.8.2 (2);

M_2 là mô men danh định bậc hai, xem 5.8.8.2 (3).

Giá trị lớn nhất của M_{Ed} được tạo ra bởi sự phân bố của M_{0Ed} và M_2 ; thành phần sau có thể lấy theo dạng parabol hoặc hình sin trên toàn bộ chiều dài hữu hiệu.

CHÚ THÍCH: Đối với các cấu kiện tĩnh định, M_{0Ed} được xác định theo các điều kiện biên thực tế, trong khi đó M_2 sẽ phụ thuộc vào các điều kiện biên dọc theo chiều dài hữu hiệu, đối chiếu với 5.8.8.1 (1).

(2) Đối với các cấu kiện không có lực tác dụng tại các đầu mút của chúng, các mô men bậc nhất khác nhau tại các đầu mút M_{01} và M_{02} có thể thay thế bằng mô men bậc nhất tương đương tại đầu mút M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (5.32)$$

M_{01} và M_{02} cần cùng dấu nếu chúng tạo ra kéo căng về một phía, ngược lại thì phải có dấu trái nhau.

Hơn nữa $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) Mô men danh định bậc hai M_2 trong biểu thức (5.31) được tính theo công thức:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.33)$$

trong đó:

N_{Ed} là giá trị thiết kế của lực dọc;

e_2 là độ võng = $(1/r)L_0^2/c$;

$1/r$ là độ cong, xem 5.8.8.3;

L_0 là chiều dài hữu hiệu, xem 5.8.3.2;

c là hệ số phụ thuộc vào sự phân bố độ cong, xem 5.8.8.2 (4).

(4) Đối với tiết diện không đổi, thường sử dụng $c = 10$ ($\approx \pi^2$). Nếu mô men bậc nhất là không đổi, phải xét đến giá trị thấp hơn (8 là giá trị cận dưới, tương ứng với mô men tổng là hằng số).

CHÚ THÍCH: Giá trị π^2 tương ứng với phân bố dạng hình sin. Giá trị cho độ cong không đổi bằng 8. Lưu ý rằng c phụ thuộc vào sự phân bố của độ cong tổng cộng, trong khi c_0 trong 5.8.7.3(2) chỉ phụ thuộc vào độ cong tương ứng với mô men bậc nhất.

5.8.8.3 Độ cong

(1) Đối với tiết diện đối xứng không đổi (bao gồm cốt thép), có thể sử dụng biểu thức sau đây:

$$1/r = K_r K_\phi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

trong đó:

K_r là hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc vào lực dọc, xem 5.8.8.3 (3);

K_ϕ là hệ số tính đến từ biến, xem 5.8.8.3 (4);

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d);$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s;$$

d là chiều cao hữu hiệu, xem cùng 5.8.8.3 (2).

(2) Nếu tất cả cốt thép không tập trung về phía đối diện, nhưng một phần cốt thép phân bố song song với mặt phẳng uốn, d xác định bằng:

$$d = (h/2) + i_s \quad (5.35)$$

trong đó i_s là bán kính quán tính của tổng diện tích cốt thép.

(3) K_r trong biểu thức (5.34) cần lấy như sau:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 0,1 \quad (5.36)$$

trong đó:

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}), \text{ lực dọc tương đối};$$

N_{Ed} là giá trị thiết kế của lực dọc;

$$n_u = 1 + \omega;$$

n_{bal} là giá trị n tại khả năng chịu uốn lớn nhất; có thể sử dụng giá trị bằng 0,4;

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd});$$

A_s là tổng diện tích cốt thép;

A_c là diện tích tiết diện bê tông.

(4) Ảnh hưởng của từ biến cần được xét đến bằng hệ số sau:

$$K_{\phi} = 1 + \beta \phi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

trong đó:

ϕ_{ef} là hệ số từ biến hữu hiệu, xem 5.8.4;

$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$;

λ là độ mảnh, xem 5.8.3.2.

5.8.9 Uốn xiên

(1) Phương pháp tổng quát được mô tả trong 5.8.6 cũng có thể áp dụng cho uốn xiên. Các điều khoản sau đây được áp dụng khi dùng phương pháp đơn giản hóa. Phải đặc biệt thận trọng để nhận biết tiết diện dọc theo cấu kiện có tổ hợp tới hạn về mô men.

(2) Việc thiết kế riêng rẽ theo mỗi phương chính, không xét đến uốn xiên, có thể thực hiện như là bước đầu tiên. Khiếm khuyết của kết cấu cần được xét đến chỉ theo phương chúng có ảnh hưởng bất lợi nhất.

(3) Không cần kiểm tra thêm nếu độ mảnh thỏa mãn hai điều kiện sau đây:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \quad \text{và} \quad \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

và nếu độ lệch tâm tương đối e_y/h_{eq} và e_z/b_{eq} (xem Hình 5.8) thỏa mãn một trong các điều kiện sau đây:

$$\frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{hoặc} \quad \frac{e_z / b_{eq}}{e_y / h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

trong đó:

b, h là chiều rộng và chiều cao tiết diện;

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ và $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ đối với tiết diện chữ nhật;

λ_y, λ_z là độ mảnh L/i tương ứng theo trục y và z ;

i_y, i_z là bán kính quán tính tương ứng với trục y và z ;

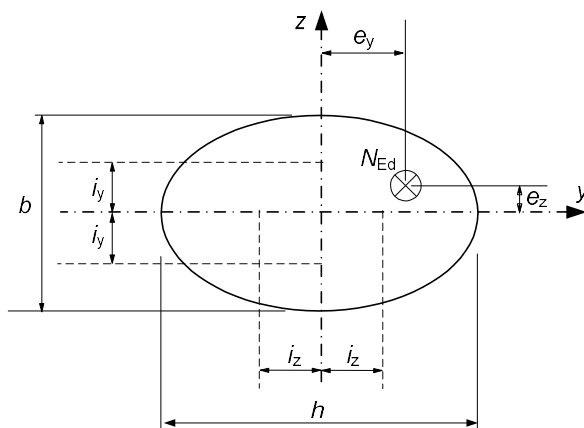
$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$; độ lệch tâm dọc theo trục z ;

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$; độ lệch tâm dọc theo trục y ;

M_{Edy} là mô men uốn thiết kế quanh trục y , bao gồm mô men bậc hai;

M_{Edz} là mô men uốn thiết kế quanh trục z , bao gồm mô men bậc hai;

N_{Ed} là giá trị thiết kế của lực dọc trong tổ hợp tải trọng tương ứng.



Hình 5.8 - Định nghĩa về độ lệch tâm e_y và e_z

(4) Nếu không thỏa mãn được điều kiện của biểu thức (5.38), uốn xiên bao gồm cả hiệu ứng bậc hai theo mỗi phương cần được kể đến (ngoại trừ khi có thể bỏ qua theo 5.8.2 (6) hoặc 5.8.3). Khi không có phương pháp thiết kế tiết diện ngang một cách chính xác đối với uốn theo hai phương, có thể sử dụng tiêu chí đơn giản hóa sau đây:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

trong đó:

$M_{Edz/y}$ là mô men thiết kế quanh các trục tương ứng, bao gồm cả mô men bậc hai;

$M_{Rdz/y}$ là khả năng chịu mô men theo hướng tương ứng;

a là số mũ:

đối với tiết diện hình tròn và elip: $a = 2$;

đối với tiết diện chữ nhật:

N_{Ed} / N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

còn các giá trị trung gian được nội suy tuyến tính.

N_{Ed} là giá trị thiết kế của lực dọc;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$; khả năng chịu lực dọc thiết kế;

trong đó:

A_c là diện tích tiết diện nguyên của bê tông;

A_s là diện tích cốt thép dọc.

5.9 Mất ổn định ngang của dầm mảnh

(1)P Mất ổn định ngang của dầm mảnh phải được kể đến khi cần thiết, ví dụ như đối với dầm đúc sẵn trong thời gian vận chuyển và lắp ghép, đối với dầm không có đủ giằng ngang trong kết cấu đã hoàn thành, v.v... Các khiếm khuyết hình học phải được đưa vào tính toán.

(2) Độ võng ngang $L/300$ cần được giả thiết như là khiếm khuyết hình học khi kiểm tra dầm trong điều kiện không bị giằng, với L = là tổng chiều dài của dầm. Trong kết cấu đã hoàn thiện, giằng từ các cấu kiện liên kết có thể được xét đến.

(3) Hiệu ứng bậc hai liên quan tới mất ổn định ngang có thể bỏ qua nếu thỏa mãn các điều kiện sau đây:

$$\text{trường hợp lâu dài: } \frac{L_{ot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{và } h/b \leq 2,5 \quad (5.40a)$$

$$\text{trường hợp tạm thời: } \frac{L_{ot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{và } h/b \leq 3,5 \quad (5.40b)$$

trong đó:

L_{ot} là khoảng cách giữa các liên kết chống xoắn;

h là chiều cao tổng của dầm ở phần giữa của L_{ot} ;

b là chiều rộng của cánh chịu nén.

(4) Xoắn phối hợp với mất ổn định ngang cần được kể đến khi thiết kế các kết cấu đỡ.

5.10 Cấu kiện và kết cấu ứng suất trước

5.10.1 Quy định chung

(1)P Ứng suất trước được xem xét trong tiêu chuẩn này là ứng suất đặt vào bê tông bởi thanh căng bị kéo căng.

(2) Các hệ quả của ứng suất trước có thể được xem như là tác động hoặc khả năng chịu lực sinh ra bởi biến dạng trước và cong trước. Khả năng chịu lực cần được tính toán sao cho phù hợp.

(3) Nói chung, ứng suất trước được đưa vào trong tổ hợp tác động theo EN 1990 như là một phần của các trường hợp tải trọng và các hệ quả của nó cần được đưa vào trong các thành phần nội lực mô men và lực dọc.

(4) Theo các giả thiết của (3) nói trên, sự góp phần của các thanh căng ứng suất trước đã được phục hồi vào khả năng chịu lực của tiết diện cần được giới hạn đến cường độ bổ sung của chúng ngoài ứng suất trước. Điều này có thể được tính toán theo giả thiết gốc của quan hệ ứng suất – biến dạng của thanh căng được thay thế bởi các hệ quả của ứng suất trước.

(5)P Phải tránh sự phá hoại giòn của cấu kiện sinh ra do sự phá hoại thanh căng ứng suất trước.

(6) Sự phá hoại giòn cần được tránh bằng một hoặc một số các phương pháp sau đây:

- Phương pháp A: Bố trí cốt thép tối thiểu theo 9.2.1.
- Phương pháp B: Bố trí thanh căng ứng suất trước bám dính.
- Phương pháp C: Tạo ra sự tiếp cận dễ dàng đối với cấu kiện bê tông ứng suất trước để kiểm tra và kiểm soát điều kiện thanh căng bằng các phương pháp thí nghiệm không phá hủy hoặc bằng quan trắc.
- Phương pháp D: Cung cấp chứng chỉ phù hợp liên quan đến độ tin cậy của các thanh căng.
- Phương pháp E: Đảm bảo rằng nếu xảy ra phá hoại do sự tăng tải trọng hoặc giảm ứng suất trước dưới tác dụng của tổ hợp tác động thường gặp, vết nứt xảy ra trước khi vượt quá khả năng chịu lực cực hạn, có kể đến sự phân bố lại mô men do ảnh hưởng của các vết nứt.

CHÚ THÍCH: Việc lựa chọn các phương pháp để sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia.

5.10.2 Lực căng trước trong khi kéo căng

5.10.2.1 Lực căng trước tối đa

(1)P Lực đặt lên thanh căng $P_{\max}$ (nghĩa là lực tác dụng lên đầu thanh căng khi kéo căng) phải không được lớn hơn giá trị sau đây:

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (5.41)$$

trong đó:

A_p là diện tích tiết diện ngang của thanh căng;

$\sigma_{p,\max}$ là ứng suất tối đa đặt lên thanh căng;

$$= \min \{k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}.$$

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_1 và k_2 để sử dụng trong quốc gia có thể cho Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị là $k_1 = 0,8$ và $k_2 = 0,9$.

(2) Cho phép vượt ứng suất nếu lực kích có thể được đo chính xác đến $\pm 5\%$ giá trị cuối cùng của lực căng trước. Trong các trường hợp như vậy, lực căng trước tối đa $P_{\max}$ có thể tăng lên đến $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (ví dụ như đối với việc xảy ra ma sát lớn không mong muốn khi căng ứng suất trước trên tuyến cáp dài).

CHÚ THÍCH: Giá trị k_3 để sử dụng trong quốc gia có thể tìm thấy trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,95.

5.10.2.2 Giới hạn ứng suất trong bê tông

(1)P Phải tránh hiện tượng nén vỡ hoặc nứt tách cục bộ phần bê tông ở đầu cấu kiện căng trước và căng sau.

(2) Cần tránh hiện tượng nén vỡ hoặc nứt tách cục bộ của bê tông sau các neo theo tài liệu ETA thích hợp.

TCVN X1992-1-1:202X

(3) Cường độ bê tông tại thời điểm đặt hay truyền ứng suất trước không nên nhỏ hơn giá trị tối thiểu được quy định trong tài liệu ETA thích hợp.

(4) Nếu ứng suất trước trong từng thanh căng được gia tăng theo nhiều bước, có thể giảm cường độ bê tông yêu cầu. Cường độ tối thiểu $f_{cm}(t)$ tại thời điểm t cần bằng $k_4[\%]$ cường độ bê tông yêu cầu đối với ứng suất trước toàn phần cho trong tài liệu ETA. Giữa cường độ tối thiểu và cường độ bê tông yêu cầu đối với ứng suất trước toàn phần, ứng suất trước có thể nội suy giữa $k_5[\%]$ và 100 % của ứng suất trước toàn phần.

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_4 và k_5 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $k_4 = 50$ và $k_5 = 30$.

(5) Ứng suất nén bê tông trong kết cấu do lực căng trước và các tải trọng khác sinh ra tại thời điểm căng hoặc buông ứng suất trước cần được giới hạn:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

trong đó $f_{ck}(t)$ là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông tại thời điểm t khi chịu lực căng trước.

Đối với phần tử căng trước, ứng suất tại thời điểm truyền ứng suất trước có thể tăng lên thành $k_6f_{ck}(t)$, nếu có thể điều chỉnh ứng suất bằng thí nghiệm hoặc kinh nghiệm nhằm tránh các vết nứt dọc.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_6 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,7.

Nếu ứng suất nén thường xuyên luôn lớn hơn $0,45f_{ck}(t)$, cần kể đến phi tuyến của từ biến.

5.10.2.3 Đo đạc

(1)P Trong phương pháp căng sau, lực căng trước và độ giãn dài liên quan của thanh căng phải được kiểm tra bằng đo đạc và phải kiểm soát được tổn hao ứng suất thực tế do ma sát.

5.10.3 Lực căng trước

(1)P Tại thời điểm t và khoảng cách x (hoặc chiều dài cung) cho trước tính từ đầu kích hoạt của thanh căng, lực căng trước trung bình $P_{m,t}(x)$ bằng lực lớn nhất P_{max} đặt tại đầu kích hoạt trừ đi các tổn hao tức thời và các tổn hao theo thời gian (xem ở dưới đây). Các giá trị tuyệt đối được xem xét cho toàn bộ các tổn hao.

(2) Giá trị lực căng trước ban đầu $P_{m0}(x)$ (tại thời điểm $t = t_0$) đặt vào bê tông ngay sau khi căng và neo (căng sau) hoặc sau khi truyền ứng suất (căng trước) được xác định bằng lực P_{max} tại thời điểm căng trừ đi các tổn hao tức thời $\Delta P_i(x)$ và không lớn hơn giá trị sau đây:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

trong đó:

$$\begin{aligned} \sigma_{pm0}(x) & \text{ là ứng suất trong thanh căng ngay sau khi căng hoặc truyền lực căng trước;} \\ & = \min \{ k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k} \}. \end{aligned}$$

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_7 và k_8 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $k_7 = 0,75$ và $k_8 = 0,85$.

(3) Khi xác định các tổn hao tức thời $\Delta P_i(x)$, cần xem xét các ảnh hưởng tức thời sau đây đối với căng trước và căng sau một cách thích hợp (xem 5.10.4 và 5.10.5):

- các tổn hao do biến dạng đàn hồi của bê tông ΔP_{el}
- các tổn hao do chùng ứng suất của thép ΔP_r
- các tổn hao do ma sát $\Delta P_{\mu}(x)$
- các tổn hao do trượt neo ΔP_{si}

(4) Giá trị trung bình của lực căng trước $P_{m,t}(x)$ tại thời điểm $t > t_0$ cần được xác định liên quan với phương pháp kéo căng. Bổ sung cho các tổn hao tức thời nêu trong (3), cần xét đến các tổn hao ứng suất trước theo thời gian $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (xem 5.10.6) do co ngót và từ biến của bê tông và do chùng ứng suất dài hạn của thép ứng suất trước, và $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Tổn hao tức thời của ứng suất trước đối với căng trước

(1) Cần xét đến các tổn hao sau đây xảy ra trong quá trình căng trước:

- (i) trong quá trình gây ứng suất: tổn hao do ma sát tại các vị trí uốn (trong trường hợp sợi thép hoặc cáp bị uốn) và các tổn hao do tụt vào trong của thiết bị neo.
- (ii) trước khi truyền ứng suất trước lên bê tông: tổn hao do chùng ứng suất của thanh căng trước trong khoảng thời gian giữa căng thanh căng và gây ứng suất trước của bê tông.

CHÚ THÍCH: Trong trường hợp bảo dưỡng nhiệt, các tổn hao do co ngót và chùng ứng suất cần được điều chỉnh và đánh giá phù hợp; ảnh hưởng trực tiếp của nhiệt cũng phải được xem xét (xem 10.3.2.1 và Phụ lục D).

- (iii) tại thời điểm truyền ứng suất trước lên bê tông: tổn hao do biến dạng đàn hồi của bê tông do kết quả tác động của các thanh căng căng trước sau khi buông khỏi các đầu neo.

5.10.5 Tổn hao tức thời của ứng suất trước căng sau

5.10.5.1 Tổn hao do biến dạng tức thời của bê tông

(1) Việc tính toán tổn hao lực căng trước cần được tiến hành phù hợp với biến dạng của bê tông khi tính đến thứ tự các thanh căng được gây ứng suất.

(2) Tổn hao này ΔP_{el} có thể giả thiết là tổn hao trung bình của trong mỗi thanh căng:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

trong đó:

$\Delta \sigma_c(t)$ là sự thay đổi ứng suất tại trọng tâm các thanh căng tại thời điểm t ;

j là hệ số:

$= (n - 1)/2n$, trong đó n là số các thanh căng được xác nhận là ứng suất trước thành công. Có thể lấy gần đúng bằng $1/2$;

= 1 đối với các thay đổi do tác động thường xuyên sau khi gây ứng suất trước.

5.10.5.2 Tổn hao do ma sát

(1) Tổn hao ứng suất do ma sát $\Delta P_{\mu}(x)$ trong các thanh căng căng sau có thể tính toán từ:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (5.45)$$

trong đó:

- θ là tổng các chuyển vị góc qua khoảng cách x (không kể hướng và dấu);
- μ là hệ số ma sát giữa thanh căng và ống lồng thanh căng;
- k là chuyển vị góc không chủ định của các thanh căng nằm trong (theo đơn vị chiều dài);
- x là khoảng cách dọc theo thanh căng tính từ điểm có lực căng trước bằng $P_{\max}$ (lực tại điểm đầu kích hoạt khi căng).

Các giá trị μ và k được cho trong các tài liệu ETA phù hợp. Giá trị μ phụ thuộc vào các đặc trưng bề mặt của thanh căng và ống lồng, vào sự có mặt của gỉ sắt, vào độ giãn dài của thanh căng và vào tiết diện của thanh căng.

Giá trị k đối với chuyển vị góc không chủ định phụ thuộc vào chất lượng tay nghề, vào khoảng cách giữa các gối tựa thanh căng, vào dạng ống lồng và lớp vỏ bọc được sử dụng, và phụ thuộc vào mức độ đầm khi đổ bê tông.

(2) Khi không có các số liệu cho trong tài liệu ETA, có thể giả thiết các giá trị μ nêu trong Bảng 5.1 khi sử dụng biểu thức (5.45).

(3) Khi không có các số liệu trong tài liệu ETA, các giá trị đối với chuyển vị đều không chủ định trước của các thanh căng bên trong nói chung sẽ nằm trong phạm vi $0,005 < k < 0,01$ trên mét dài.

(4) Đối với các thanh căng ngoài, có thể bỏ qua tổn hao ứng suất trước do các chuyển vị góc không chủ định trước.

Bảng 5.1 - Các hệ số ma sát μ đối với thanh căng bên trong theo phương pháp căng sau và thanh căng bên ngoài không bám dính

	Thanh căng bên trong ¹⁾	Thanh căng bên ngoài không bám dính			
		Ống lồng thép/ không bôi mỡ	Ống lồng HDPE/ không bôi mỡ	Ống lồng thép/ bôi mỡ	Ống lồng HDPE/ bôi mỡ
Sợi thép kéo nguội	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Thanh căng	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10

Thanh thép gờ	0,65	–	–	–	–
Thanh thép tròn trơn	0,33	–	–	–	–
1) Đối với các thanh căng lắp kín khoảng ½ ống lồng.					

CHÚ THÍCH: HDPE (High Density Polyethylene) – nhựa polyethylene tỉ trọng cao.

5.10.5.3 Tổn hao tại neo

(1) Cần kể đến các tổn hao do tụt neo của thiết bị neo trong quá trình neo sau khi căng và do biến dạng của bản thân neo.

(2) Các giá trị về độ tụt neo được nêu trong các tài liệu tài liệu ETA.

5.10.6 Tổn hao ứng suất trước theo thời gian đối với căng trước và căng sau

(1) Các tổn hao theo thời gian có thể tính toán bằng cách xem xét hai sự giảm ứng suất sau đây:

- (a) do giảm biến dạng sinh ra bởi biến dạng của bê tông do từ biến và co ngót dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên;
- (b) giảm ứng suất trong thép do chùng ứng suất khi chịu kéo

CHÚ THÍCH: Chùng ứng suất của thép phụ thuộc vào biến dạng của bê tông do co ngót và từ biến. Sự tương tác này nói chung có thể kể đến gần đúng với hệ số giảm bằng 0,8.

(2) Phương pháp đơn giản hóa để đánh giá các tổn hao theo thời gian tại vị trí x dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên được nêu trong biểu thức (5.46):

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \phi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

trong đó:

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ là giá trị tuyệt đối của sự thay đổi ứng suất trong các thanh căng do từ biến, co ngót bê tông và chùng ứng suất tại vị trí x và tại thời điểm t;
- ε_{cs} là biến dạng do co ngót dự tính theo 3.4.1 (6), tính bằng giá trị tuyệt đối;
- E_p là môđun đàn hồi của thép ứng suất trước, xem 3.3.6 (2);
- E_{cm} là môđun đàn hồi của bê tông (Bảng 3.1);
- $\Delta \sigma_{pr}$ là giá trị tuyệt đối của sự thay đổi ứng suất trong các thanh căng tại vị trí x và tại thời điểm t do chùng ứng suất của thép ứng suất trước. Được xác định bởi ứng suất $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$, trong đó $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ là ứng suất ban đầu trong các thanh căng do tác động của ứng suất trước và tác động tựa thường xuyên;
- $\phi(t, t_0)$ là hệ số từ biến tại thời điểm t và thời điểm đặt tải t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$	là ứng suất trong bê tông liền kề với các thanh căng, do trọng lượng bản thân, ứng suất trước ban đầu và do các tác động tựa thường xuyên khi thích hợp. Giá trị $\sigma_{c,QP}$ có thể là tác dụng của một phần trọng lượng bản thân và ứng suất trước ban đầu hoặc tác dụng của toàn bộ tổ hợp tác động tựa thường xuyên ($\sigma_c(G+P_{m0} + \psi_2 Q)$), phụ thuộc vào giai đoạn thi công đang xét;
A_p	là diện tích của tất cả các thanh căng ứng suất trước tại vị trí x;
A_c	là diện tích tiết diện bê tông;
I_c	là mô men quán tính của tiết diện bê tông;
z_{cp}	là khoảng cách giữa trọng tâm của tiết diện bê tông và các thanh căng.

Ứng suất nén và biến dạng tương ứng nêu trong biểu thức (5.46) phải dùng dấu dương.

(3) Biểu thức (5.46) áp dụng cho các thanh căng có bám dính khi sử dụng các giá trị cục bộ của ứng suất và đối với các thanh căng không bám dính khi sử dụng các giá trị trung bình của ứng suất. Các giá trị trung bình cần được tính toán giữa các tiết diện thẳng được giới hạn bởi các điểm lệch lý tưởng hóa đối với thanh căng bên ngoài hoặc dọc theo toàn bộ chiều dài trong trường hợp các thanh căng bên trong.

5.10.7 Xem xét ứng suất trước trong phân tích

- (1) Các mô men bậc hai có thể xuất hiện do ứng suất trước với các thanh căng bên ngoài.
- (2) Các mô men do hiệu ứng bậc hai của ứng suất trước chỉ xuất hiện trong các kết cấu siêu tĩnh.
- (3) Đối với phân tích tuyến tính, cần áp dụng cả hiệu ứng chính lẫn hiệu ứng bậc hai của ứng suất trước trước khi xem xét bất kỳ sự phân bố lại lực và mô men nào.
- (4) Trong phân tích dẻo và phân tích phi tuyến, hiệu ứng bậc hai của ứng suất trước có thể được xử lý như các góc xoay dẻo bổ sung, sau đó chúng được kể đến trong kiểm tra khả năng xoay.
- (5) Có thể giả thiết về sự bám dính cứng (tuyệt đối) giữa thép và bê tông sau khi bơm vữa cho các thanh căng căng sau. Tuy nhiên trước khi bơm vữa, phải xem các thanh căng như không bám dính.
- (6) Có thể giả thiết các thanh căng ngoài là thẳng giữa các chi tiết dẫn hướng.

5.10.8 Các ảnh hưởng của ứng suất trước ở trạng thái giới hạn cực hạn

- (1) Nói chung, giá trị thiết kế của lực căng trước có thể xác định bằng $P_{d,t}(x) = \gamma_p P_{m,t}(x)$ (xem 5.10.3 (4) để xác định $P_{m,t}(x)$ và 2.4.2.2 đối với γ_p).
- (2) Đối với cấu kiện ứng suất trước với các thanh căng không bám dính vĩnh viễn, nói chung cần phải tính đến biến dạng của toàn bộ cấu kiện khi tính toán sự tăng ứng suất trong thép ứng suất trước. Nếu không thực hiện các tính toán chi tiết, có thể giả thiết rằng sự tăng ứng suất từ ứng suất trước hiệu quả đến ứng suất ở trạng thái giới hạn cực hạn là $\Delta\sigma_{p,ULS}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\Delta\sigma_{p,ULS}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 100 MPa.

- (3) Nếu sự tăng ứng suất được tính toán bằng cách sử dụng trạng thái biến dạng của toàn bộ cấu

kiện, cần sử dụng các giá trị trung bình của tính chất vật liệu. Giá trị tăng ứng suất $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ cần được xác định bằng cách áp dụng các hệ số riêng $\gamma_{\Delta P, sup}$ và $\gamma_{\Delta P, inf}$ tương ứng.

CHÚ THÍCH: Các giá trị $\gamma_{\Delta P, sup}$ và $\gamma_{\Delta P, inf}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị đối với $\gamma_{\Delta P, sup}$ và $\gamma_{\Delta P, inf}$ tương ứng là 1,2 và 0,8. Nếu áp dụng các phân tích tuyến tính với các tiết diện không bị nứt, có thể giả thiết giới hạn biến dạng thấp hơn và giá trị khuyến nghị cho cả hai $\gamma_{\Delta P, sup} = \gamma_{\Delta P, inf} = 1,0$.

5.10.9 Các ảnh hưởng của ứng suất trước ở trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn mới

(1)P Đối với tính toán khả năng sử dụng và tính toán mới, phải thực hiện các thay đổi có thể có trong ứng suất trước. Hai giá trị lực căng trước đặc trưng ở trạng thái giới hạn sử dụng được tính toán theo các công thức:

$$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m, t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m, t}(x) \quad (5.48)$$

trong đó:

$P_{k, sup}$ là giá trị đặc trưng cận trên;

$P_{k, inf}$ là giá trị đặc trưng cận dưới.

CHÚ THÍCH: Các giá trị r_{sup} và r_{inf} để sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị là:

- đối với căng trước hoặc thanh căng không bám dính: $r_{sup} = 1,05$ và $r_{inf} = 0,95$;
- đối với căng sau với thanh căng có bám dính: $r_{sup} = 1,1$ và $r_{inf} = 0,90$;
- khi có đo đặc thích hợp (ví dụ đo trực tiếp căng trước), lấy $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$. (1)P

5.11 Phân tích đối với một số cấu kiện kết cấu cụ thể

(1)P Các bản sàn tựa trên các cột được định nghĩa là các bản sàn phẳng.

(2)P Vách cứng là tường bê tông hoặc tường bê tông cốt thép góp phần giữ ổn định ngang của kết cấu.

CHÚ THÍCH: Để có thông tin có liên quan đến phân tích bản sàn phẳng và vách cứng, xem Phụ lục I.

6. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỰC HẠN (ULS)

6.1 Uốn có hoặc không có lực dọc trục

(1)P Điều này áp dụng cho các vùng liên tục của dầm, bản sàn và các dạng kết cấu tương tự, trong đó các tiết diện vẫn gần như giữ nguyên phẳng trước và sau khi chất tải. Các vùng không liên tục của dầm và các cấu kiện khác, trong đó tiết diện phẳng không còn giữ nguyên phẳng, có thể thiết kế và cấu tạo theo 6.5.

(2)P Khi xác định khả năng cực hạn chịu mô men của các tiết diện bê tông và bê tông ứng suất trước, các giả thiết sau đây được áp dụng:

- các tiết diện phẳng vẫn giữ nguyên phẳng;
- biến dạng trong cốt thép có bám dính và thanh căng ứng suất trước có bám dính chịu kéo hay chịu nén đều có cùng biến dạng với bê tông ở xung quanh chúng;
- bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông;
- các ứng suất trong bê tông chịu nén được suy ra từ quan hệ ứng suất – biến dạng thiết kế nêu trong 3.1.7;
- các ứng suất trong cốt thép và thép ứng suất trước được suy ra từ các đường cong thiết kế trong 3.2 (Hình 3.8) và 3.3 (Hình 3.10)
- biến dạng ban đầu trong các thanh căng được kể đến khi đánh giá các ứng suất trong thanh căng.

(3)P Biến dạng trong bê tông chịu nén phải không được vượt quá ε_{cu2} hoặc ε_{cu3} phụ thuộc vào biểu đồ ứng suất-biến dạng sử dụng, xem 3.1.7 và Bảng 3.1. Biến dạng trong cốt thép và thép ứng suất trước phải không được vượt quá ε_{ud} (khi phù hợp); xem 3.2.7 (2) và 3.3.6 (7) tương ứng.

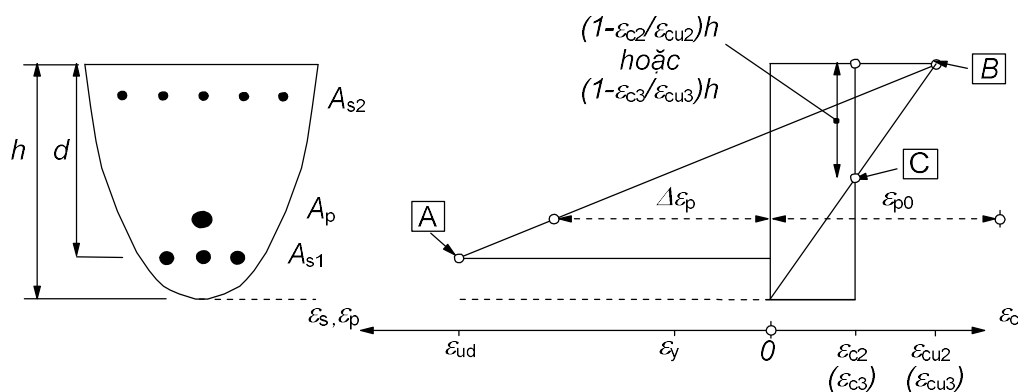
(4) Đối với tiết diện chịu nén, cần đảm bảo độ lệch tâm tối thiểu $e_0 = h/30$ nhưng không nhỏ hơn 20 mm, trong đó h là chiều cao tiết diện.

(5) Trong các phần (vùng) của tiết diện ngang chịu tải gần như đúng tâm ($e_d/h \leq 0,1$), như các cánh chịu nén của dầm hộp, biến dạng nén trung bình trên các phần (vùng) đó của tiết diện cần không được vượt quá ε_{c2} (hoặc ε_{c3} nếu sử dụng quan hệ hai đường thẳng tuyến tính trên Hình 3.4).

(6) Biểu đồ phân bố biến dạng được cho trên Hình 6.1.

(7) Đối với cấu kiện ứng suất trước với thanh căng không bám dính, xem 5.10.8.

(8) Đối với các thanh căng ngoài ứng suất trước, biến dạng trong thép ứng suất trước giữa hai điểm tiếp xúc liên tiếp (các neo hoặc chi tiết dẫn hướng) được giả thiết là hằng số. Biến dạng trong thép ứng suất trước bằng biến dạng ban đầu sau khi kết thúc quá trình ứng suất trước cộng thêm biến dạng sinh ra do biến dạng của kết cấu giữa các vùng tiếp xúc đang xét. Xem cùng 5.10.



[A] - giới hạn biến dạng của cốt thép chịu kéo

[B] - giới hạn biến dạng của bê tông chịu nén

[C] - giới hạn biến dạng của bê tông chịu nén thuần túy

Hình 6.1 - Sự phân bố biến dạng ở trạng thái giới hạn cực hạn

6.2 Cắt

6.2.1 Quy trình kiểm tra tổng quát

(1)P Để kiểm tra khả năng chịu cắt, sử dụng các ký hiệu có định nghĩa như sau:

$V_{Rd,c}$ là khả năng chịu cắt thiết kế của cầu kiện không có cốt thép chịu cắt;

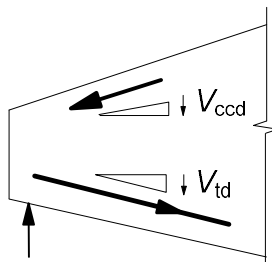
$V_{Rd,s}$ là giá trị thiết kế của lực cắt có thể được duy trì khi cốt thép chịu cắt chảy dẻo;

$V_{Rd,max}$ là giá trị thiết kế của lực cắt lớn nhất mà cầu kiện có thể chịu được, giới hạn bởi sự phá hoại của dải chéo chịu nén.

Trong các cầu kiện với các dải biên giàn nghiêng, các giá trị bổ sung sau đây được định nghĩa (xem Hình 6.2):

V_{ccd} là giá trị thiết kế của thành phần lực cắt trong vùng diện tích chịu nén trong trường hợp dải biên giàn nghiêng chịu nén;

V_{td} là giá trị thiết kế của thành phần lực cắt trong cốt thép chịu kéo trong trường hợp dải biên giàn nghiêng chịu kéo.



Hình 6.2 - Thành phần lực cắt đối với các cầu kiện có dải biên giàn nghiêng

(2) Khả năng chịu cắt của cầu kiện có cốt thép chịu cắt:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) Trong các vùng của cầu kiện có $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ không cần cốt thép chịu cắt theo tính toán. V_{Ed} là lực cắt thiết kế tại tiết diện đang xét do tải trọng bên ngoài và ứng suất trước (có bám dính hoặc không bám dính) gây ra.

(4) Khi không có yêu cầu cốt thép chịu cắt trên cơ sở tính toán lực cắt, cần bố trí cốt thép chịu cắt tối thiểu theo 9.2.2. Cốt thép chịu cắt tối thiểu có thể bỏ qua trong các cấu kiện như bản sàn (bản sàn đặc, có sườn hoặc bản sàn rỗng) khi có thể có sự phân bố lại tải trọng theo phương ngang. Cốt thép chịu cắt tối thiểu cũng có thể bỏ qua trong các cấu kiện có tầm quan trọng thứ yếu (ví dụ như lanh-tô có nhịp ≤ 2 m) không đóng góp nhiều vào khả năng chịu lực và ổn định tổng thể của kết cấu.

(5) Trong các vùng có $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ theo biểu thức (6.2), phải bố trí đủ cốt thép chịu cắt để $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (xem biểu thức (6.1)).

(6) Tổng của lực cắt thiết kế và sự tham gia của bản các cánh, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, không nên vượt quá giá trị tối đa cho phép $V_{Rd,max}$ (xem 6.2.3) tại bất kỳ vị trí nào trên cầu kiện.

(7) Cốt thép dọc chịu kéo nên có khả năng chịu lực kéo bổ sung do lực cắt gây ra (xem 6.2.3 (7)).

(8) Đối với các cầu kiện chịu chủ yếu tải trọng phân bố đều, không cần kiểm tra lực cắt thiết kế tại khoảng cách nhỏ hơn d tính từ mặt gối tựa. Bất kỳ cốt thép chịu cắt yêu cầu cần liên tục đến gối tựa. Ngoài ra, cần kiểm tra điều kiện lực cắt tại gối tựa không được vượt quá $V_{Rd,max}$ (xem cùng 6.2.2 (6) và 6.2.3 (8)).

(9) Khi tải trọng đặt gần đáy của tiết diện, cần bố trí đủ cốt thép đứng để chịu tải trọng truyền phần trên của tiết diện để thêm cho bất kỳ cốt thép nào cần thiết để chịu cắt.

6.2.2 Các cầu kiện không yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt

(1) Giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt $V_{Rd,c}$ được xác định theo biểu thức:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

với giá trị nhỏ nhất bằng

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

trong đó:

f_{ck} tính bằng MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{với } d \text{ tính bằng mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} là diện tích cốt thép chịu kéo với phần kéo dài thêm một đoạn $\geq (L_{bd} + d)$ nằm ngoài tiết diện đang xét (xem Hình 6.3);

b_w là chiều rộng nhỏ nhất của tiết diện trong vùng chịu kéo [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd} \text{ [MPa];}$$

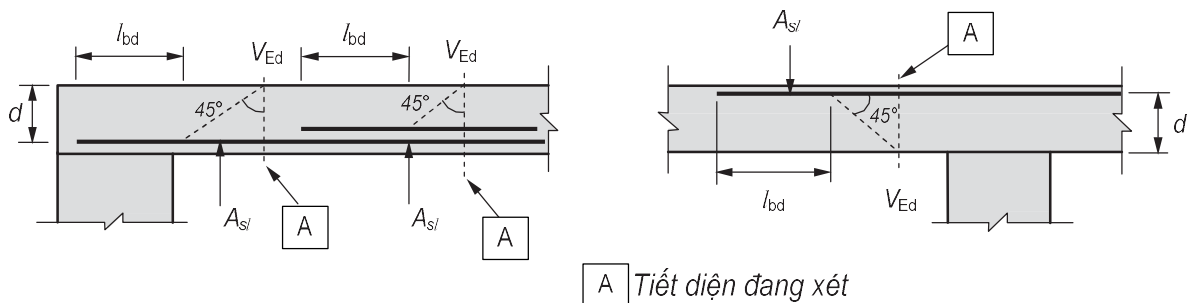
N_{Ed} là lực dọc trục trên tiết diện ngang do tải trọng hoặc ứng suất trước [tính bằng N] gây ra ($N_{Ed} > 0$ đối với lực nén). Ảnh hưởng của các biến dạng cường bức (áp đặt) có thể bỏ qua;

A_c là diện tích tiết diện bê tông [mm²];

$V_{Rd,c}$ tính bằng [N].

CHÚ THÍCH: : Các giá trị $C_{Rd,c}$, v_{min} và k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị : $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, v_{min} tính theo biểu thức (6.3N) và $k_1 = 0,15$.

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$



Hình 6.3 - Định nghĩa về A_{sl} trong biểu thức (6.2)

(2) Trong các cấu kiện ứng suất trước nhịp đơn không có cốt thép chịu cắt, khả năng chịu cắt của các vùng có vết nứt khi uốn có thể tính toán theo biểu thức (6.2a). Trong các vùng không có vết nứt khi uốn (trong đó ứng suất kéo khi uốn nhỏ hơn $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$), khả năng chịu cắt nên được giới hạn bởi cường độ chịu kéo của bê tông. Trong các vùng đó, khả năng chịu cắt được xác định bằng:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

trong đó

I là mô men quán tính;

b_w là chiều rộng của tiết diện tại trục trung hòa, kể đến sự có mặt của ống lồng theo biểu thức (6.16) và (6.17);

S là mô men tĩnh của vùng phía trên với trục trung hòa;

$$\alpha_l = L_x / L_{pt2} \leq 1,0; \text{ với thép ứng suất trước căng trước}$$

=1 với các dạng ứng suất trước khác

L_x là khoảng cách của tiết diện đang xét tính từ điểm bắt đầu đoạn chiều dài truyền ứng suất;

L_{pt2} là giá trị cận trên của chiều dài truyền ứng suất của cấu kiện ứng suất trước theo biểu thức (8.18);

σ_{cp} là ứng suất nén trong bê tông tại trục trung hòa do chất tải dọc trục hoặc/và ứng suất trước ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ tính bằng MPa, $N_{Ed} > 0$ khi chịu nén).

Đối với tiết diện ngang có chiều rộng thay đổi theo chiều cao, ứng suất chính lớn nhất có thể xảy ra trên trục không phải là trục trung hòa. Trong trường hợp như vậy, giá trị nhỏ nhất của khả năng chịu cắt nên được xác định bằng tính toán $V_{Rd,c}$ tại các trục khác nhau trên tiết diện ngang.

(3) Tính toán khả năng chịu cắt theo biểu thức (6.4) là không cần thiết đối với các tiết diện gần gối tựa hơn so với điểm cắt nhau của trục trung hòa đàn hồi và đường nghiêng với mép trong của gối tựa một góc 45° .

(4) Đối với các trường hợp tổng quát của cấu kiện chịu mô men uốn và lực dọc trục, trong đó có thể chứng minh không có vết nứt khi uốn ở trạng thái giới hạn cực hạn, tham khảo 12.6.3.

(5) Để thiết kế cốt thép dọc trong vùng có vết nứt khi uốn, đường M_{Ed} có thể dịch chuyển qua khoảng cách $a_l = d$ theo hướng bất lợi (xem 9.2.1.3 (2)).

(6) Đối với các cấu kiện có tải trọng đặt ở mặt trên nằm trong khoảng cách $0,5d \leq a_v \leq 2d$ tính từ mép gối tựa (hoặc tâm của gối kê nếu sử dụng gối kê mềm), sự góp phần của tải trọng này vào lực cắt V_{Ed} có thể nhân với $\beta = a_v/2d$. Sự giảm lực cắt này có thể áp dụng để kiểm tra $V_{Rd,c}$ theo biểu thức (6.2.a). Điều này chỉ đúng khi cốt thép dọc được neo đầy đủ tại gối tựa. Đối với $a_v \leq 0,5d$, có thể sử dụng giá trị $a_v = 0,5d$.

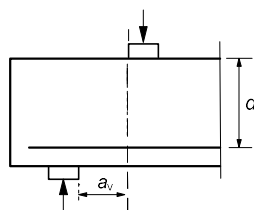
Tuy nhiên, lực cắt V_{Ed} , được tính toán nhưng không bị giảm bởi hệ số β , nên luôn luôn thỏa mãn điều kiện:

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

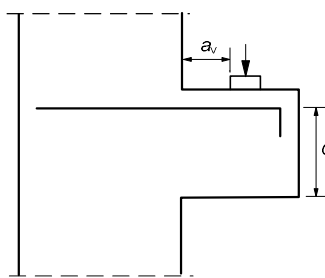
trong đó v là hệ số giảm cường độ đối với bê tông bị nứt khi cắt.

CHÚ THÍCH: Giá trị v sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị như sau:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ tính bằng MPa}) \quad (6.6N)$$



a) Dầm có gối tựa trực tiếp



b) Vai cột

TCVN X1992-1-1:202X

CHÚ THÍCH: Các giá trị của $\cot\theta$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được nêu trong biểu thức (6.7N).

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (6.7N)$$

(3) Đối với các cầu kiện có cốt thép chịu cắt thẳng đứng, khả năng chịu cắt V_{Rd} là giá trị nhỏ hơn của:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

CHÚ THÍCH: Nếu sử dụng biểu thức (6.10), giá trị f_{ywd} trong biểu thức (6.8) cần được giảm thành $0,8f_{ywd}$.

và

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

trong đó:

- A_{sw} là diện tích tiết diện của cốt đai;
- s là khoảng cách cốt đai;
- f_{ywd} là cường độ chảy thiết kế của cốt thép chịu cắt;
- v_1 là hệ số giảm cường độ đối với bê tông có vết nứt khi cắt;
- α_{cw} là hệ số tính đến trạng thái ứng suất trong thanh giàn chịu nén.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị v_1 và α_{cw} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị của v_1 bằng v (xem biểu thức (6.6N)).

CHÚ THÍCH 2: ứng suất thiết kế trong cốt thép chịu cắt thấp hơn 80 % giới hạn chảy đặc trưng, v_1 có thể lấy như sau:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{đối với } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{đối với } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN)$$

CHÚ THÍCH 3: Giá trị khuyến nghị của α_{cw} như sau:

$$1 \quad \text{đối với kết cấu không ứng suất trước} \\ (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{đối với } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{đối với } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{đối với } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \quad (6.10.cN)$$

trong đó:

σ_{cp} là ứng suất nén trung bình (lấy dấu dương) trong bê tông do lực dọc thiết kế gây ra. Ứng suất này nên được xác định bằng cách lấy trung bình giá trị ứng suất trên toàn bộ tiết diện bê tông khi tính toán cốt thép. Giá trị σ_{cp} không cần tính toán tại tiết diện có khoảng cách nhỏ hơn $0,5d \cdot \cot\theta$ tính từ mặt gối tựa.

CHÚ THÍCH 4: Diện tích tiết diện ngang hiệu quả lớn nhất của cốt thép chịu cắt $A_{sw,max}$ đối với $\cot\theta = 1$ lấy bằng:

$$0 \leq \frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) Đối với cầu kiện có cốt thép nghiêng chịu cắt, khả năng chịu cắt là giá trị nhỏ hơn trong số:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (6.13)$$

và

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad (6.14)$$

CHÚ THÍCH: Cốt thép chịu cắt hiệu quả lớn nhất $A_{sw,max}$ với $\cot\theta = 1$ như sau:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin\alpha} \quad (6.15)$$

(5) Trong các vùng mà V_{Ed} không có bước nhảy (ví dụ đối với tải trọng phân bố đều tại mặt trên), có thể tính toán cốt thép chịu cắt theo số gia chiều dài bất kỳ $L = z(\cot\theta)$ bằng cách sử dụng giá trị nhỏ nhất của V_{Ed} trong khoảng số gia chiều dài đó.

(6) Khi bụng dầm có chứa ống kim loại được bơm vữa với đường kính $\phi > b_w/8$, khả năng chịu cắt $V_{Rd,max}$ phải được tính toán trên cơ sở chiều dày danh định của bụng dầm:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (6.16)$$

trong đó ϕ là đường kính ngoài của ống và $\sum \phi$ được xác định đối với cao độ bất lợi nhất.

Đối với ống kim loại có bơm vữa với $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Đối với ống kim loại không bơm vữa, ống bằng nhựa có bơm vữa và thanh căng không bám dính, chiều dày danh định của bụng dầm là:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (6.17)$$

Giá trị 1,2 trong biểu thức (6.17) nhằm tính đến sự nứt tách dải bê tông chịu nén do kéo ngang. Nếu bố trí đầy đủ cốt thép ngang, giá trị này có thể giảm xuống 1,0.

(7) Lực kéo bổ sung ΔF_{td} theo cốt thép dọc do lực cắt V_{Ed} gây ra có thể tính toán từ:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha) \quad (6.18)$$

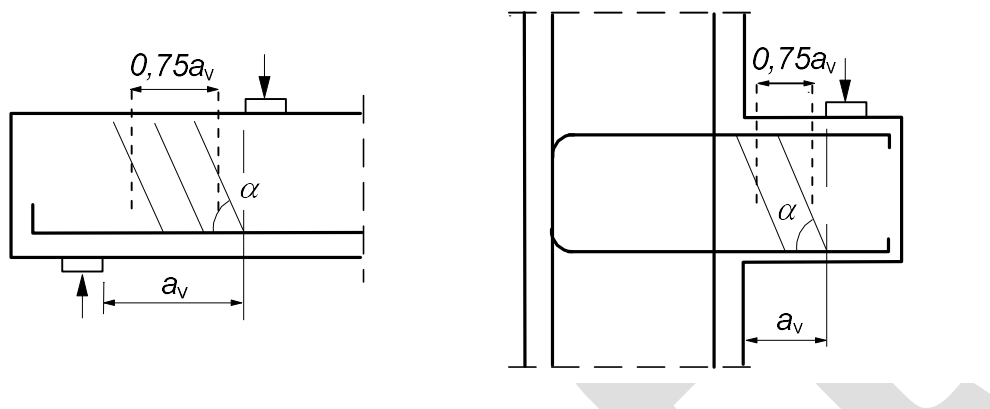
$(M_{Ed}/z + \Delta F_{td})$ không được lớn hơn $M_{Ed,max}/z$, trong đó $M_{Ed,max}$ là mô men lớn nhất dọc theo dầm.

(8) Đối với các cầu kiện có tải trọng đặt ở mặt trên và trong phạm vi khoảng cách $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$, sự góp phần của tải trọng này vào lực cắt V_{Ed} có thể giảm bởi hệ số $\beta = a_v/2d$.

Lực cắt V_{Ed} tính toán theo cách trên cần thỏa mãn điều kiện:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin\alpha \quad (6.19)$$

trong đó $A_{sw}f_{ywd}$ là khả năng chịu lực của cốt thép chịu cắt đi qua vết nứt nghiêng do cắt giữa các vùng đặt tải (xem Hình 6.6). Chỉ cốt thép chịu cắt trong phạm vi $0,75a_v$ ở giữa được đưa vào tính toán. Việc giảm lực cắt bằng hệ số β chỉ nên áp dụng để tính toán cốt thép chịu cắt. Điều này chỉ đúng nếu cốt thép dọc được neo đầy đủ tại gối tựa.



Hình 6.6 - Cốt thép chịu cắt trong các nhịp ngắn chịu cắt với tác động của thanh chống trực tiếp

Khi $a_v < 0,5d$, có thể sử dụng $a_v = 0,5d$.

Giá trị V_{Ed} được tính toán không có hệ số giảm β phải luôn nhỏ hơn $V_{Rd,max}$, xem biểu thức (6.9).

6.2.4 Lực cắt giữa bụng và cánh

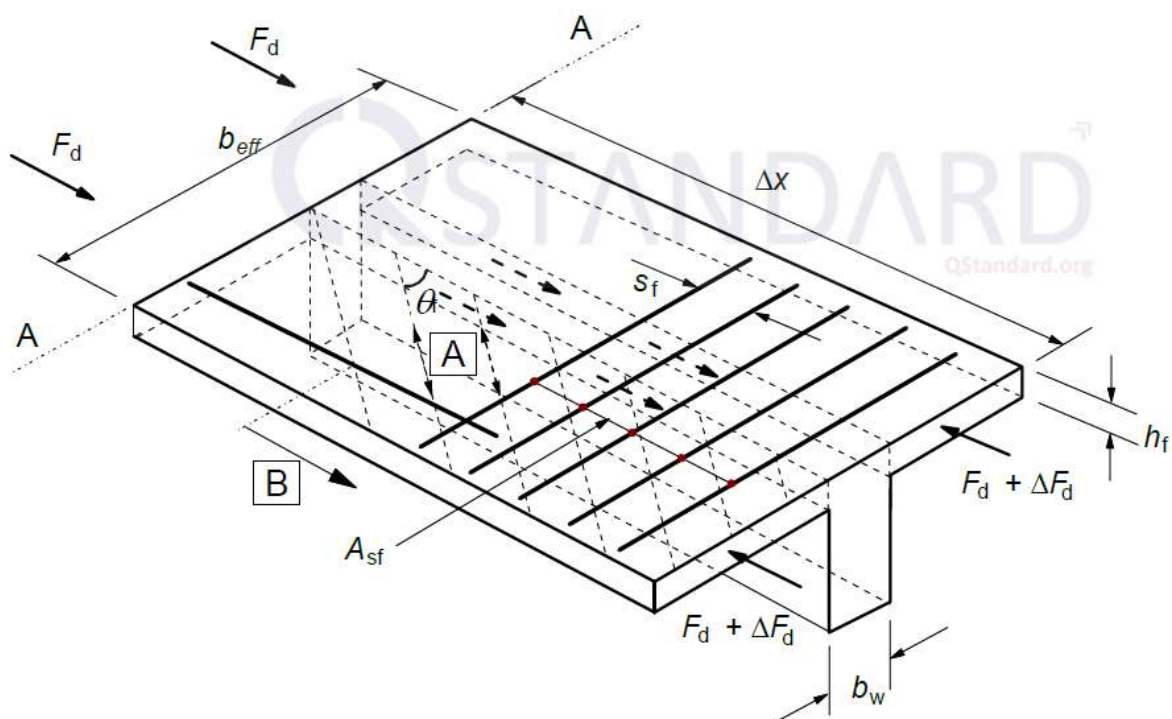
- (1) Khả năng chịu cắt của cánh có thể được tính toán bằng cách xem cánh như là hệ thống các dải (thanh chống) chịu nén được tổ hợp với các thanh giằng chịu kéo dưới dạng cốt thép chịu kéo.
- (2) Cần bố trí lượng cốt thép dọc tối thiểu như quy định tại 9.3.1.
- (3) Ứng suất cắt theo chiều dọc v_{Ed} tại phần nối giữa bụng và cánh được xác định theo chênh lệch lực pháp tuyến (theo chiều dọc) ở phần cánh đang xét:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) \quad (6.20)$$

trong đó:

- h_f là chiều dày của phần cánh tại chỗ nối (cánh và sườn);
- Δx là chiều dài phần đang xét, xem Hình 6.7;
- ΔF_d là chênh lệch lực pháp tuyến ở phần cánh qua chiều dài Δx .

Giá trị lớn nhất có thể giả thiết đối với Δx là một nửa khoảng cách giữa tiết diện có mô men bằng không (0) và tiết diện có mô men lớn nhất. Khi đặt tải tập trung, chiều dài Δx không được lớn hơn khoảng cách giữa các tải trọng tập trung.



A dải chịu nén **B** thanh cốt thép dọc neo vượt quá điểm tham chiếu này (xem 6.2.4 (7))

Hình 6.7 -

Các ký hiệu cho phần nối giữa cánh và bụng

(4) Cốt thép ngang trên đơn vị chiều dài A_{sf}/s_f có thể xác định như sau:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Để tránh sự nén vỡ dải chịu nén trong cánh, cần thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

CHÚ THÍCH: Phạm vi cho phép của các giá trị $\cot \theta_f$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Khi không có tính toán chính xác hơn, các giá trị khuyến nghị là:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ đối với cánh chịu nén ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ đối với cánh chịu kéo ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$).

(5) Trong trường hợp lực cắt giữa cánh và bụng tổ hợp với mô men uốn ngang, diện tích thép phải lớn hơn diện tích tính theo biểu thức (6.21) hoặc một nửa theo biểu thức (6.21) cộng với diện tích thép theo yêu cầu của mô men uốn ngang.

(6) Nếu v_{Ed} nhỏ hơn hoặc bằng $k \cdot f_{ctd}$, không cần cốt thép bổ sung vượt quá cốt thép theo yêu cầu mô men uốn.

CHÚ THÍCH: Giá trị k sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,4.

(7) Cốt thép dọc chịu kéo trong cánh cần được neo ra ngoài dải chịu nén theo yêu cầu truyền lực lại vào bụng tại tiết diện mà cốt thép đó yêu cầu (xem mặt cắt (A – A) của Hình 6.7).

6.2.5 Lực cắt tại mặt phân cách bê tông đổ ở các thời gian khác nhau

(1) Bổ sung cho các yêu cầu của 6.2.1 – 6.2.4, ứng suất cắt tại mặt phân cách giữa bê tông đổ ở các thời gian khác nhau phải thỏa mãn:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (6.23)$$

V_{Edi} là giá trị thiết kế của ứng suất cắt ở mặt phân cách và được xác định bằng:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

trong đó:

- β là tỷ số của lực dọc trong vùng bê tông mới và lực dọc tổng cộng trong vùng nén hoặc vùng kéo, cả hai được tính toán cho tiết diện đang xét;
- V_{Ed} là lực cắt ngang;
- z là cánh tay đòn của tiết diện hỗn hợp;
- b_i là chiều rộng của mặt phân cách (xem Hình 6.8);
- V_{Rdi} là khả năng chịu cắt thiết kế tại mặt phân cách, được xác định bằng:

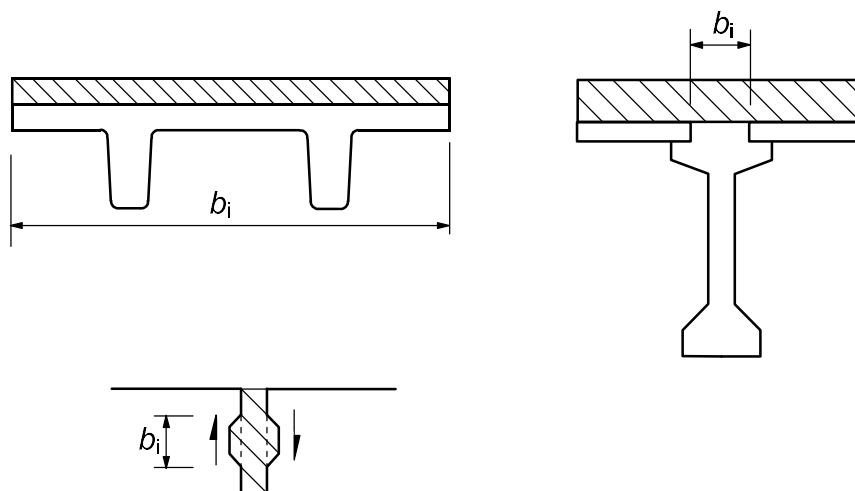
$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

trong đó:

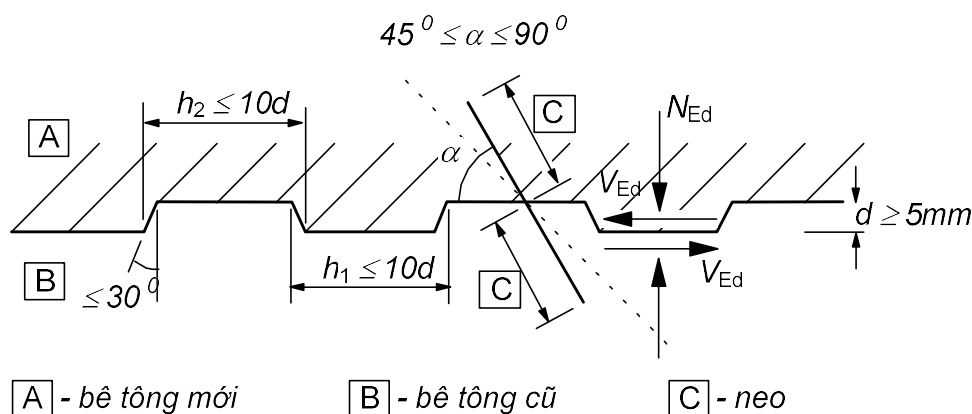
- c và μ là các hệ số phụ thuộc vào độ nhám của mặt phân cách (xem (2));
- f_{ctd} được xác định theo 3.6.1 (2)P;
- σ_n ứng suất trên đơn vị diện tích gây ra bởi ngoại lực pháp tuyến tối thiểu qua mặt phân cách có thể tác dụng đồng thời với lực cắt, lấy dấu dương khi nén, $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$, và dấu âm khi kéo. Khi σ_n là kéo thì $c \cdot f_{ctd}$ phải lấy bằng 0;
- $\rho = A_s / A_i$;
- A_s là diện tích cốt thép cắt qua mặt phân cách, bao gồm cốt thép chịu cắt thông thường (nếu có), và chúng được neo chắc chắn tại cả hai phía của mặt phân cách;
- A_i là diện tích của mặt nổi;
- α xác định theo Hình 6.9 và phải giới hạn trong khoảng $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;
- v là hệ số giảm cường độ (xem 6.2.2 (6)).

(2) Khi không có các thông tin chi tiết hơn, bề mặt có thể phân loại thành rất nhẵn, nhẵn, nhám, và răng cưa với các ví dụ sau:

- Rất nhẵn: bề mặt đổ bê tông tựa lên khuôn thép, chất dẻo hoặc bằng gỗ được gia công đặc biệt: $c = 0,025$ đến $0,10$ và $\mu = 0,5$.
- Nhẵn: bề mặt ván khuôn trượt hoặc đùn, hoặc bề mặt tự do không có xử lý gì sau khi đầm rung: $c = 0,20$ và $\mu = 0,6$.

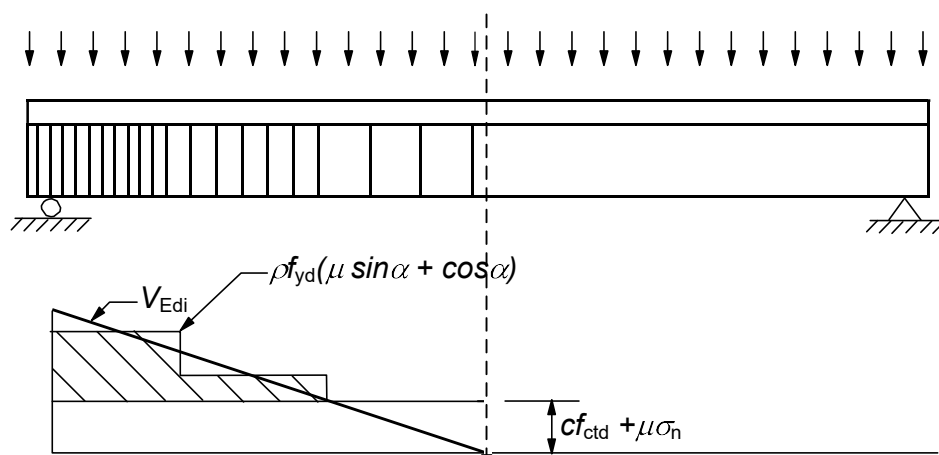


Hình 6.8 - Các ví dụ về mặt phân cách



Hình 6.9 - Mối nối thi công kiểu răng cưa

- Nhám: bề mặt có độ gồ ghề ít nhất bằng 3 mm trên khoảng cách 40 mm bằng cách cào trơ cốt liệu hoặc các phương pháp khác tạo ra sự làm việc tương tự: $c = 0,40$ và $\mu = 0,7$.
 - Răng cưa: bề mặt với các răng cưa theo Hình 6.9: $c = 0,50$ và $\mu = 0,9$.
- (3) Sự phân bố theo vùng như trên Hình 6.10 của cốt thép ngang có thể sử dụng. Khi sự liên kết giữa hai phần bê tông khác nhau được đảm bảo bằng cốt thép (dầm có cốt thép dạng khung hàn), sự đóng góp của thép vào V_{Rdi} có thể lấy bằng lực từ mỗi đường chéo, miễn là $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.
- (4) Khả năng chịu cắt dọc của các mối nối được bơm vữa giữa các cấu kiện bản sàn hoặc các cấu kiện tường có thể tính toán theo 6.2.5 (1). Tuy nhiên, trong trường hợp mối nối có vết nứt đáng kể, c phải lấy bằng 0 đối với mối nối trơn và gồ ghề và 0,5 đối với các mối nối có vết lõm (xem cùng 10.9.3 (12)).
- (5) Dưới tác dụng của môi hoặc tải trọng động, các giá trị c trong 6.2.5 (1) cần được giảm một nửa.



Hình 6.10 - Biểu đồ lực cắt và cốt thép theo yêu cầu tính toán tại mặt phân cách

6.3 Xoắn

6.3.1 Quy định chung

(1)P Khi cân bằng tĩnh của kết cấu phụ thuộc vào khả năng chịu xoắn của cấu kiện kết cấu, phải thiết kế xoắn đầy đủ cho cả trạng thái giới hạn cực hạn lẫn trạng thái giới hạn sử dụng.

(2) Trong trường hợp hệ kết cấu siêu tĩnh, lực xoắn sinh ra chỉ từ việc xem xét tính tương thích (biến dạng) và kết cấu không phụ thuộc vào khả năng chống xoắn để đảm bảo ổn định thì thông thường không cần xem xét lực xoắn ở trạng thái giới hạn cực hạn. Trong những trường hợp như vậy, lượng cốt thép tối thiểu nêu trong 7.3 và 9.2 ở dạng cốt thép đai và cốt thép dọc phải được bố trí nhằm tránh nứt quá mức cho phép.

(3) Khả năng chịu xoắn của tiết diện có thể tính toán trên cơ sở tiết diện thành mỏng khép kín, trong đó sự cân bằng được thỏa mãn bằng dòng ứng suất tiếp (ứng suất cắt) kín. Các tiết diện đặc có thể mô hình hóa theo tiết diện thành mỏng tương đương. Các tiết diện có hình dạng phức hợp, ví dụ như tiết diện chữ T, có thể chia nhỏ thành các tiết diện và mỗi tiết diện được mô hình hóa thành các tiết diện thành mỏng, và khả năng chịu xoắn tổng cộng sẽ bằng tổng khả năng chịu xoắn của các tiết diện riêng biệt.

(4) Sự phân bố của mô men xoắn tác dụng lên các tiết diện sau khi phân chia phải tỷ lệ với độ cứng chống xoắn không bị nứt. Đối với các tiết diện không đặc, chiều dày tương đương của thành không được lớn hơn chiều dày thực tế của thành.

(5) Mỗi tiết diện chia nhỏ có thể được thiết kế riêng biệt.

6.3.2 Quy trình thiết kế

(1) Ứng suất cắt trong thành tiết diện chịu mô men xoắn thuần túy có thể tính toán theo biểu thức:

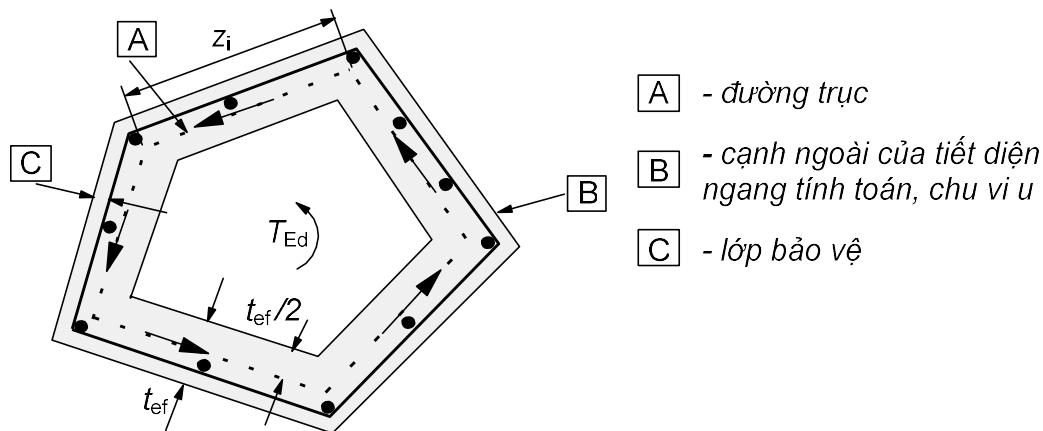
$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

Lực cắt $V_{Ed,i}$ trong thành thứ i do xoắn gây ra được xác định bằng:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

trong đó:

- T_{Ed} là mô men xoắn thiết kế (xem Hình 6.11);
- A_k là diện tích được bao bởi đường trọng tâm của các thành được liên kết với nhau, bao gồm cả các diện tích lỗ rỗng bên trong;
- $\tau_{t,i}$ là ứng suất cắt do xoắn trong thành thứ i ;
- $t_{ef,i}$ là chiều dày hiệu quả của thành. Có thể lấy bằng A/u , nhưng không nhỏ hơn hai lần khoảng cách giữa cạnh thành và tâm cốt thép dọc. Đối với tiết diện có lỗ rỗng, chiều dày thực tế là giới hạn cận trên;
- A là tổng diện tích của tiết diện trong phạm vi chu vi ngoài, bao gồm cả các diện tích lỗ rỗng bên trong;
- u là chu vi ngoài của tiết diện ngang;
- z_i là chiều dài cạnh của thành thứ i , xác định bằng khoảng cách giữa các điểm giao nhau với các thành liên kế.



Hình 6.11 - Các chú thích và định nghĩa sử dụng trong 6.3

(2) Các hệ quả của xoắn và cắt đối với các cấu kiện đặc và rỗng có thể cộng tác dụng theo giả thiết góc nghiêng θ có cùng giá trị đối với dải chịu nén. Các giới hạn đối với θ nêu trong 6.2.3 (2) cũng có khả năng áp dụng cho trường hợp tổ hợp lực cắt và lực xoắn.

Khả năng chịu lực lớn nhất của cấu kiện chịu cắt và chịu xoắn theo 6.3.2 (4).

(3) Diện tích tiết diện ngang ΣA_{st} của cốt thép dọc yêu cầu đối với xoắn có thể tính toán theo biểu thức (6.28):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

trong đó:

u_k là chu vi của diện tích A_k ;

f_{yd} là ứng suất chảy thiết kế của cốt thép dọc A_{sl} ;

θ là góc của dải chịu nén (xem Hình 6.5).

Trong các thanh giàn chịu nén, cốt thép dọc có thể giảm theo tỷ lệ với lực nén tác dụng. Trong thanh giàn chịu kéo, cần bổ sung thêm cốt thép dọc chịu xoắn ngoài các cốt thép dọc khác. Nói chung, cốt thép dọc cần phải phân bố trên toàn bộ chiều dài cạnh z_i , nhưng đối với tiết diện nhỏ hơn có thể bố trí tập trung tại các đầu của đoạn chiều dài đó.

(4) Khả năng chịu lực lớn nhất của cấu kiện chịu xoắn và cắt được giới hạn bởi khả năng chịu lực của các dải bê tông chịu nén. Để không vượt quá khả năng chịu lực này, cần thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

trong đó:

T_{Ed} là mô men xoắn thiết kế;

V_{Ed} là lực ngang thiết kế;

$T_{Rd,max}$ là khả năng chịu mô men xoắn thiết kế, lấy theo:

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

trong đó v lấy theo 6.2.2 (6) và α_{cw} lấy theo biểu thức (6.9);

$V_{Rd,max}$ là khả năng chịu cắt thiết kế lớn nhất theo (6.9) hoặc (6.14). Trong các tiết diện đặc, có thể sử dụng chiều rộng toàn bộ thanh bụng để xác định $V_{Rd,max}$.

(5) Đối với các tiết diện đặc có hình dạng gần chữ nhật, chỉ yêu cầu bố trí cốt thép tối thiểu (xem 9.2.1.1), nếu thỏa mãn điều kiện sau:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

trong đó:

$T_{Rd,c}$ là mô men xoắn khi nứt, có thể xác định bằng cách đặt $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ theo biểu thức (6.2).

6.3.3 Xoắn vênh

(1) Đối với các tiết diện thành mỏng khép kín và tiết diện đặc, có thể bỏ qua xoắn vênh.

(2) Trong các cấu kiện thành mỏng hờ, có thể cần xem xét xoắn vênh. Đối với các tiết diện rất mảnh, cần tiến hành tính toán trên cơ sở mô hình dầm - lưới, và đối với các trường hợp khác theo mô hình giàn ảo. Trong tất cả các trường hợp, thiết kế cần được tiến hành phù hợp với các quy định thiết kế đối với mô men uốn, lực dọc trục và lực cắt.

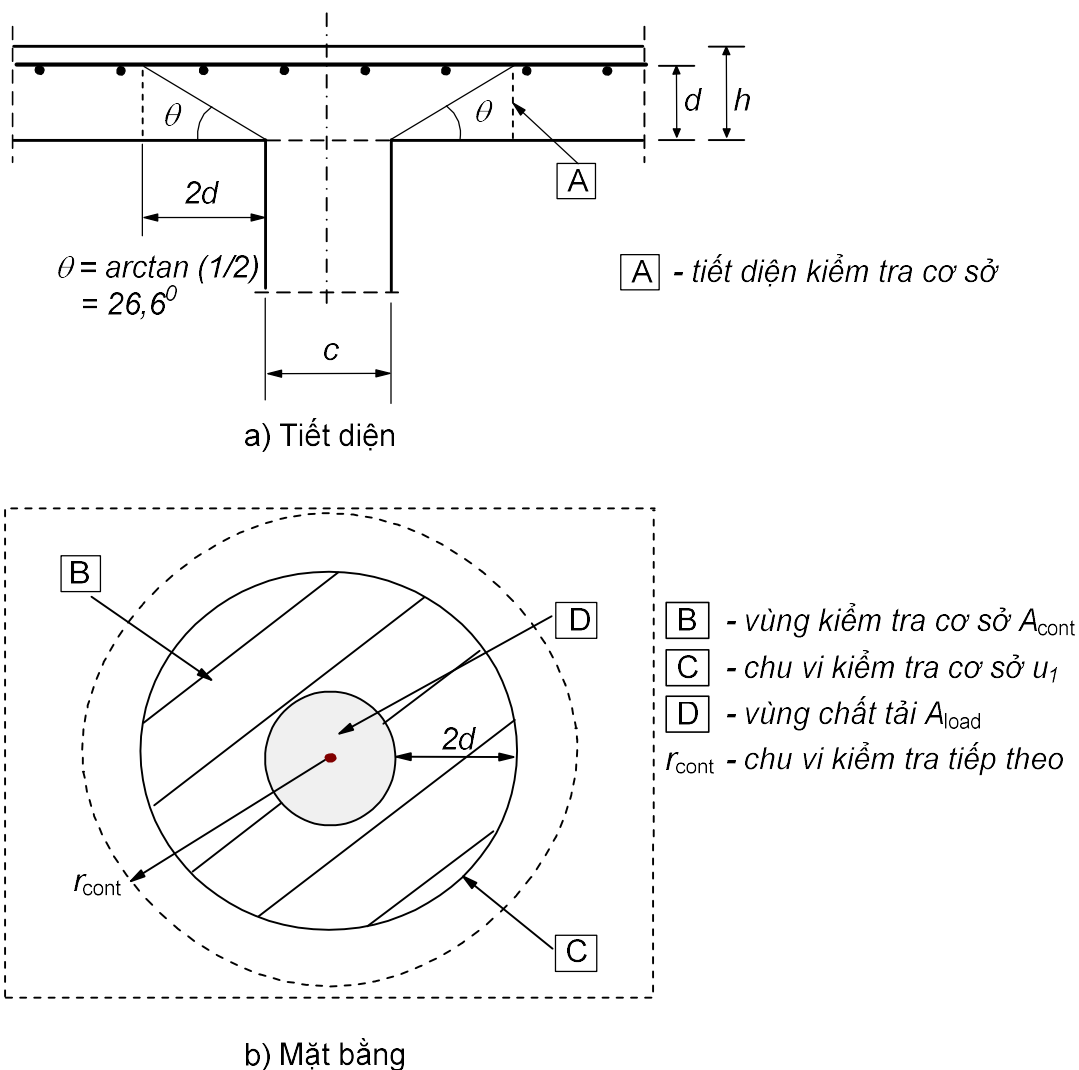
6.4 Chọc thủng

6.4.1 Quy định chung

(1)P Các quy định nêu trong mục này bổ sung cho các quy định nêu trong 6.2 và bao gồm chọc thủng trong bản sàn đặc, bản sàn ô cờ với các vùng đặc nằm trên các cột, và móng.

(2)P Chọc thủng có thể phát sinh do tải trọng tập trung hoặc phản lực tác dụng trên các vùng tương đối nhỏ gọi là vùng chất tải A_{load} của bản sàn hoặc móng.

(3) Mô hình kiểm tra thích hợp đối với phá hoại do chọc thủng ở trạng thái giới hạn cực hạn được mô tả trên Hình 6.12.



Hình 6.12 - Mô hình kiểm tra chọc thủng ở trạng thái giới hạn cực hạn

(4) Khả năng chịu cắt cần được kiểm tra tại mặt cột và tại chu vi kiểm tra cơ bản u_1 . Nếu có yêu cầu cốt thép chịu cắt, cần tìm chu vi tiếp theo $u_{out,ef}$ tại vị trí không có yêu cầu thêm cốt thép chịu cắt.

(5) Các quy định nêu trong 6.4 được hình thành chủ yếu đối với trường hợp tải trọng phân bố đều. Trong các trường hợp đặc biệt, ví dụ như móng, tải trọng nằm trong chu vi kiểm tra làm tăng khả năng chịu lực của hệ kết cấu và có thể phải giảm tải trọng khi xác định ứng suất chọc thủng tính toán.

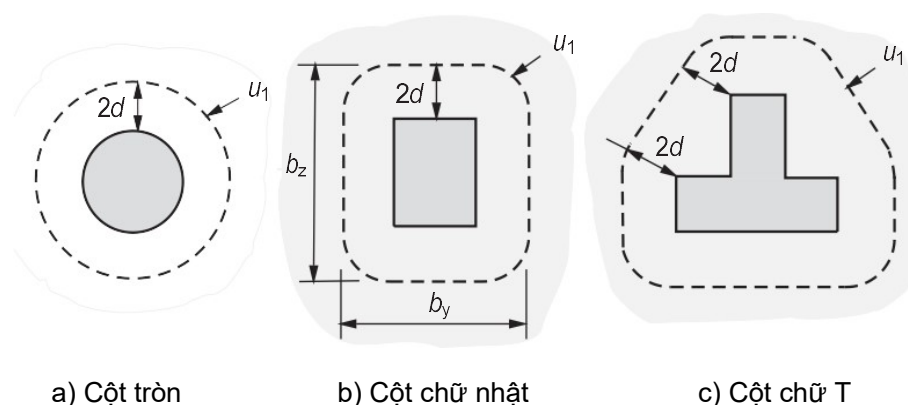
6.4.2 Phân bố tải trọng và chu vi kiểm tra cơ bản

(1) Chu vi kiểm tra cơ bản u_1 thường có thể lấy bằng $2,0d$ tính từ vùng chất tải và cần thiết lập chu vi này với chiều dài của nó là nhỏ nhất (xem Hình 6.13).

Chiều cao hữu hiệu của bản sàn được giả thiết là không đổi và thông thường lấy bằng:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (6.32)$$

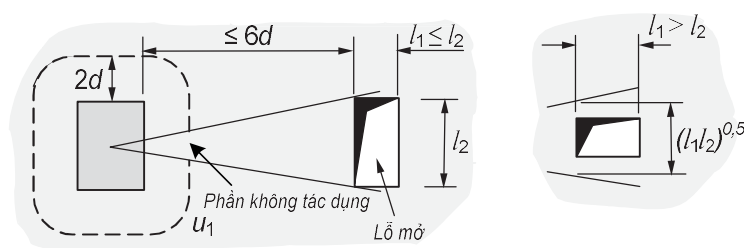
trong đó d_y và d_z là các chiều cao hữu hiệu của cốt thép theo hai hướng trực giao nhau.



Hình 6.13 - Các chu vi kiểm tra cơ bản điển hình quanh vùng chất tải

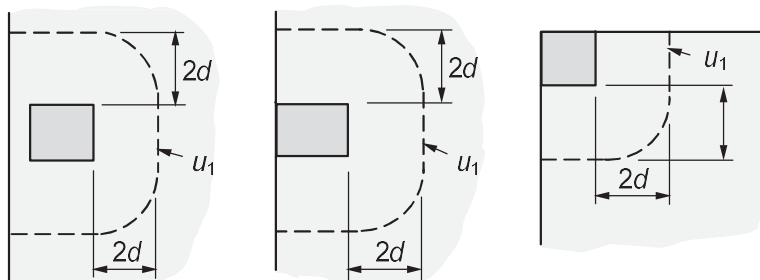
(2) Các chu vi kiểm tra tại khoảng cách nhỏ hơn $2d$ cần được xem xét khi lực tập trung ngược chiều với áp lực cao (ví dụ như áp lực đất nền lên đế móng), hoặc tác dụng của tải trọng hay phản lực trong phạm vi $2d$ của chu vi vùng chất tải có đặt lực.

(3) Đối với các vùng chất tải gần lỗ mở, nếu khoảng cách ngắn nhất giữa chu vi của vùng chất tải và mép lỗ mở không lớn hơn $6d$, một phần của chu vi kiểm tra nằm giữa hai đường góc tang vẽ tới mép ngoài của lỗ mở tính từ tâm của vùng chất tải phải xem như không có tác dụng (xem Hình 6.14).



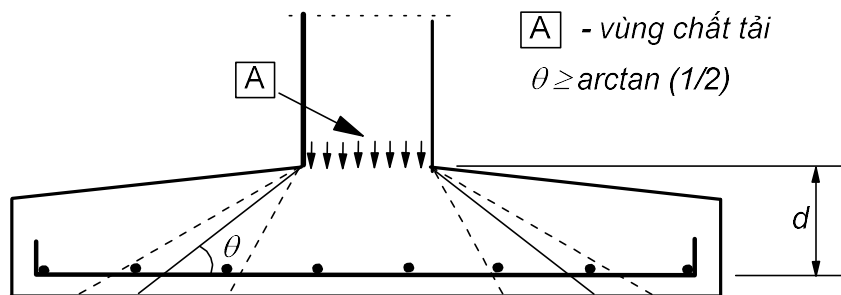
Hình 6.14 - Chu vi kiểm tra gần lỗ mở

(4) Đối với vùng chất tải gần mép hay góc, chu vi kiểm tra cần lấy như trên Hình 6.15 nếu chúng cho chu vi (ngoại trừ mép không có gối tựa) nhỏ hơn chu vi tính từ (1) và (2) nêu trên.

**Hình 6.15 Các chu vi kiểm tra cơ bản đối với vùng chất tải gần mép hoặc góc**

(5) Đối với vùng chất tải gần mép hoặc góc, nghĩa là tại khoảng cách nhỏ hơn d, cần luôn luôn bố trí cốt thép đặc biệt ở mép, xem 9.3.1.4.

(6) Tiết diện kiểm tra là tiết diện theo các chu vi kiểm tra và mở rộng qua chiều cao tính toán d. Đối với bản sàn có chiều cao không đổi, tiết diện kiểm tra vuông góc với mặt phẳng giữa của bản sàn. Đối với bản sàn hoặc móng có chiều cao thay đổi (không phải là móng giằng cấp), chiều cao tính toán có thể giả thiết là chiều cao tại chu vi của vùng chất tải như trên Hình 6.16.

**Hình 6.16 - Chiều cao tiết diện kiểm tra của móng có chiều cao thay đổi**

(7) Các chu vi tiếp theo u_i ở bên trong và bên ngoài vùng kiểm tra cơ bản cần có hình dạng giống như chu vi kiểm tra cơ bản.

(8) Đối với bản sàn có mũ cột hình tròn với $L_H < 2h_H$ (xem Hình 6.17), việc kiểm tra ứng suất chọc thủng theo 6.4.3 chỉ yêu cầu đối với tiết diện kiểm tra nằm ngoài mũ cột. Khoảng cách r_{cont} của tiết diện này tính từ tâm cột có thể lấy bằng:

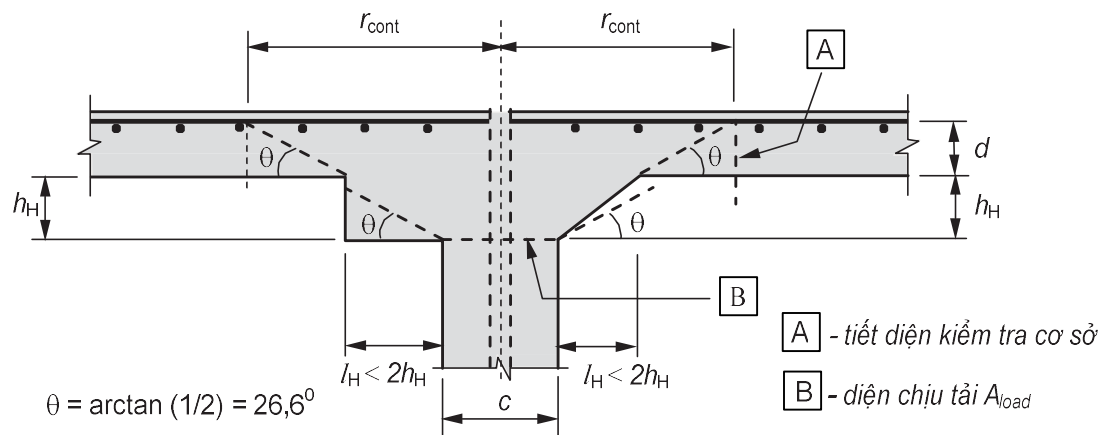
$$r_{cont} = 2d + L_H + 0,5c \quad (6.33)$$

trong đó:

L_H là khoảng cách tính từ mặt cột đến mép mũ cột;

c là đường kính của cột tròn.

Đối với cột tiết diện chữ nhật với mũ cột chữ nhật có $L_H < 2h_H$ (xem Hình 6.17) và các kích thước tổng thể L_1 và L_2 ($L_1 = c_1 + 2L_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2L_{H2}$, $L_1 \leq L_2$), giá trị r_{cont} có thể lấy bằng giá trị nhỏ hơn của:



Hình 6.17 - Bản sàn với mũ cột rộng, trong đó $L_H < 2h_H$

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{L_1 \cdot L_2} \quad (6.34)$$

và

$$r_{cont} = 2d + 0,69L_1 \quad (6.35)$$

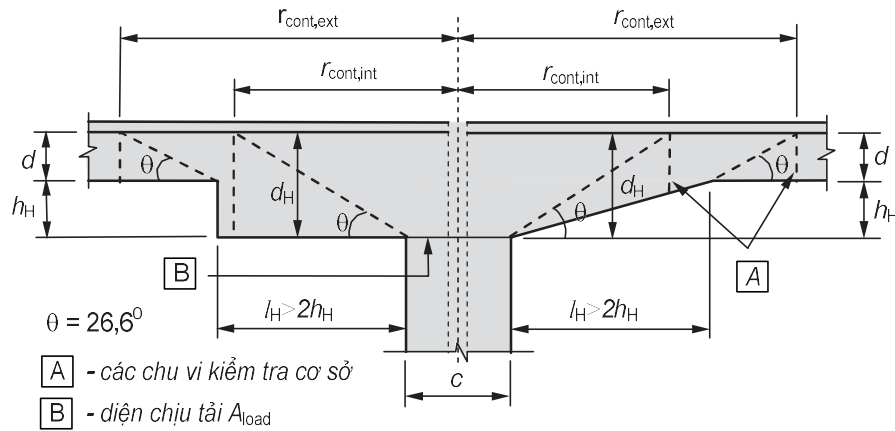
(9) Đối với các bản sàn với mũ cột rộng, trong đó $L_H > 2h_H$ (xem Hình 6.18), cần kiểm tra các tiết diện kiểm tra cả trong phạm vi mũ cột và trong bản sàn.

(10) Các điều khoản 6.4.2 và 6.4.3 cũng được áp dụng để kiểm tra trong phạm vi mũ cột với d lấy bằng d_H theo Hình 6.18.

(11) Đối với các cột tròn, khoảng cách từ tâm cột đến các tiết diện kiểm tra trên Hình 6.18 có thể lấy như sau:

$$r_{cont,ext} = L_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$



Hình 6.18 Bản sàn với mũ cột rộng, trong đó $L_H \geq 2h_H$

6.4.3 Tính toán chọc thủng

(1)P Quy trình thiết kế đối với chọc thủng dựa trên việc kiểm tra tại mặt cột và tại chu vi kiểm tra cơ bản u_1 . Nếu có yêu cầu cốt thép chịu cắt, cần tìm chu vi tiếp theo $u_{out,ef}$ (xem Hình 6.22) tại vị trí không có yêu cầu thêm cốt thép chịu cắt. Ứng suất cắt tính toán (MPa) sau đây dọc theo tiết diện kiểm tra được định nghĩa như sau:

$v_{Rd,c}$ là giá trị thiết kế của khả năng chống chọc thủng của bản sàn không có cốt thép chống chọc thủng dọc theo tiết diện kiểm tra đang xét.

$v_{Rd,cs}$ là giá trị thiết kế của khả năng chống chọc thủng của bản sàn có cốt thép chống chọc thủng dọc theo tiết diện kiểm tra đang xét.

$v_{Rd,max}$ là giá trị thiết kế của khả năng chống chọc thủng lớn nhất của bản sàn dọc theo tiết diện kiểm tra đang xét.

(2) Việc kiểm tra cần được thực hiện như sau:

(a) Tại chu vi cột hoặc chu vi vùng chất tải, ứng suất cắt chọc thủng lớn nhất không được lớn hơn:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

(b) Cốt thép cắt chống chọc thủng không cần thiết nếu:

$$v_{Rd} \leq v_{Rd,c}$$

(c) Khi v_{Ed} lớn hơn giá trị $v_{Rd,c}$ đối với tiết diện kiểm tra đang xét, cần bố trí cốt thép cắt chống chọc thủng theo 6.4.5.

(3) Khi phản lực gối tựa lệch tâm với chu vi kiểm tra đang xét, ứng suất cắt lớn nhất cần lấy bằng:

$$v_{Ed} = \beta \frac{v_{Ed}}{u_1 d} \quad (6.38)$$

trong đó:

TCVN X1992-1-1:202X

- d là chiều cao hữu hiệu trung bình của bản sàn, có thể lấy bằng $(d_y + d_z)/2$, trong đó d_y và d_z là chiều cao hữu hiệu theo phương y và z của tiết diện kiểm tra;
- u_i là chiều dài của chu vi kiểm tra đang xét,
- β được xác định như sau:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_i}{W_i} \quad (6.39)$$

trong đó:

- u_i là chiều dài chu vi kiểm tra cơ bản;
- k là hệ số phụ thuộc tỷ số giữa các kích thước cột c_1 và c_2 : giá trị của chúng là hàm của tỷ lệ mô men không cân bằng được truyền bởi lực cắt không đồng đều, bởi mô men uốn và xoắn (xem Bảng 6.1);
- W_i tương ứng với sự phân bố lực cắt minh họa trên Hình 6.19, là hàm của chu vi kiểm tra cơ bản u_i :

$$W_i = \int_0^{u_i} |e| dL \quad (6.40)$$

dL là số gia chiều dài chu vi;

e là khoảng cách của dL tính từ trục tác dụng của mô men M_{Ed} .

Đối với cột tiết diện chữ nhật:

$$W_i = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c \quad (6.41)$$

trong đó:

- c_1 là kích thước cột song song với hướng lệch tâm của tải trọng;
- c_2 là kích thước cột vuông góc với hướng lệch tâm của tải trọng.

Bảng 6.1 - Các giá trị k đối với vùng chất tải chữ nhật

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

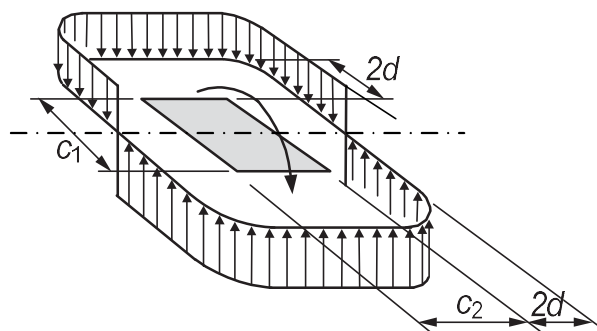
Đối với cột tròn bên trong, β xác định như sau:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (6.42)$$

trong đó

D là đường kính của cột tròn;

e là độ lệch tâm của lực tác dụng: $e = M_{Ed}/V_{Ed}$.



Hình 6.19 - Sự phân bố lực cắt do mô men không cân bằng tại vị trí liên kết bản sàn – cột trong

Đối với cột chữ nhật bên trong chịu tải trọng lệch tâm so với cả hai trục, có thể sử dụng biểu thức xấp xỉ sau đây:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

trong đó:

e_y và e_z là độ lệch tâm M_{Ed}/V_{Ed} theo trục y và z ;

b_y và b_z là các kích thước chu vi kiểm tra (xem Hình 6.13).

CHÚ THÍCH: e_y xác định từ mô men quanh trục z và e_z xác định từ mô men quanh trục y .

(4) Đối với các liên kết cột biên, trong đó độ lệch tâm vuông góc với cạnh biên bản sàn (sinh ra do mô men quanh trục song song với cạnh bản sàn) hướng về bên trong và không có độ lệch tâm song song với cạnh biên của bản sàn, có thể xem xét lực chọc thủng phân bố đều dọc theo chu vi kiểm tra u_{1*} như trên Hình 6.20(a).

Khi có độ lệch tâm trên cả hai phương vuông góc, có thể xác định bằng cách sử dụng biểu thức sau đây:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (6.44)$$

trong đó:

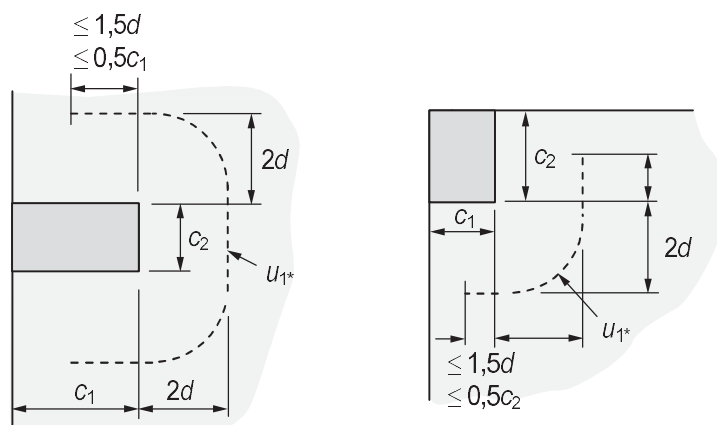
u_1 là chu vi kiểm tra cơ bản (xem Hình 6.15);

u_{1*} là chu vi kiểm tra cơ bản được giảm đi (xem Hình 6.20(a));

e_{par} là độ lệch tâm song song với cạnh biên của bản sàn do mô men xoay quanh trục vuông góc với cạnh biên của bản sàn;

k có thể xác định theo Bảng 6.1 với tỷ số c_1/c_2 thay bằng $c_1/(2c_2)$;

W_1 được tính toán đối với chu vi kiểm tra cơ bản u_1 (xem hình 6.13).



Hình 6.20 - Chu vi kiểm tra cơ bản được rút ngắn u_1^*

Đối với cột tiết diện chữ nhật như trên Hình 6.20(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.45)$$

Nếu độ lệch tâm vuông góc với cạnh biên của bản sàn và không hướng vào phía trong, áp dụng biểu thức (6.39). Khi tính toán W_i , độ lệch tâm e cần được đo từ trục đi qua tâm của chu vi kiểm tra.

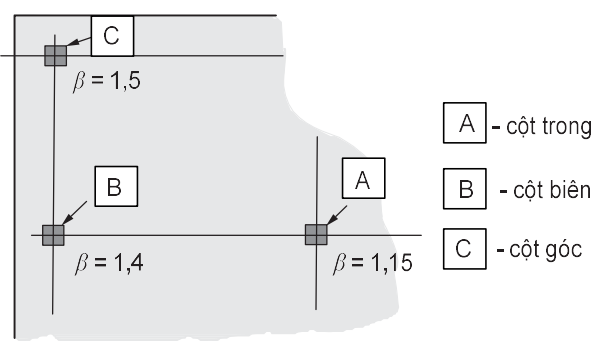
(5) Đối với các liên kết cột góc, khi độ lệch tâm hướng vào bên trong bản sàn, giả thiết rằng lực chọc thủng được phân bố đều dọc theo chu vi kiểm tra được giảm bớt u_1^* như trên Hình 6.20(b). Giá trị β có thể là:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1r}} \quad (6.46)$$

Nếu độ lệch tâm hướng ra ngoài, áp dụng biểu thức (6.39).

(6) Đối với kết cấu có ổn định ngang không phụ thuộc vào tác động khung giữa các bản sàn và cột, và khi các nhịp liên kề nhau có chiều dài không sai khác nhau quá 25 %, có thể sử dụng giá trị β gần đúng.

CHÚ THÍCH: Các giá trị β sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được cho trên Hình 6.21N.



Hình 6.21N - Các giá trị khuyến nghị đối với

- (7) Khi tải trọng tập trung đặt gần cột đỡ bản sàn phẳng, việc giảm lực cắt theo 6.2.2 (6) và 6.2.3 (8) sẽ không đúng nữa và không nên đưa vào.
- (8) Lực chọc thủng V_{Ed} trong bản móng có thể giảm bớt do tác động có lợi của áp lực đất nền.
- (9) Khi thích hợp, thành phần thẳng đứng V_{pd} phát sinh từ các thanh căng nghiêng ứng suất trước cắt qua tiết diện kiểm tra có thể đưa vào tính toán như là tác động có lợi.

6.4.4 Khả năng chống cắt chọc thủng của bản sàn và đế cột không có cốt thép chịu cắt

- (1) Khả năng chống cắt chọc thủng của bản sàn cần được đánh giá đối với tiết diện kiểm tra theo 6.4.2. Khả năng chống cắt chọc thủng thiết kế [MPa] có thể tính toán như sau:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

trong đó:

f_{ck} được tính bằng MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad d \text{ tính bằng mm};$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02;$$

ρ_{ly} và ρ_{lz} liên quan đến thép chịu kéo bám dính tương ứng theo phương y và z. Các giá trị ρ_{ly} và ρ_{lz} phải được tính toán như giá trị trung bình có kể đến chiều rộng bản sàn bằng chiều rộng cột cộng thêm 3d mỗi phía;

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$$

trong đó:

σ_{cy}, σ_{cz} là các ứng suất pháp tuyến trong bê tông tại tiết diện tới hạn theo phương y và z (MPa, dấu dương nếu chịu nén);

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{và} \quad \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}};$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ là các lực dọc cắt qua toàn bộ bước gian đối với các cột trong và lực dọc cắt qua tiết diện kiểm tra đối với các cột góc. Lực có thể do tác động của tải trọng hay ứng suất trước;

A_c là diện tích bê tông theo định nghĩa về N_{Ed} .

CHÚ THÍCH: Các giá trị $C_{Rd,c}$, v_{min} và k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị đối với $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, v_{min} cho trong biểu thức (6.3N) và $k_1 = 0,1$.

TCVN X1992-1-1:202X

(2) Khả năng chống chọc thủng của đế cột cần được kiểm tra tại chu vi kiểm tra trong phạm vi $2d$ tính từ chu vi cột.

Đối với chất tải đúng tâm, lực tác dụng là:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

trong đó:

V_{Ed} là lực cắt tác dụng;

ΔV_{Ed} là lực hướng lên trong phạm vi chu vi kiểm tra đang xét, nghĩa là áp lực hướng lên từ đất nền trừ đi trọng lượng của bản đế.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red} / ud \quad (6.49)$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \times 2d / a \geq v_{min} \times 2d / a \quad (6.50)$$

trong đó:

a là khoảng cách từ chu vi cột đến chu vi kiểm tra đang xét;

$C_{Rd,c}$ được xác định theo 6.4.4 (1);

v_{min} được xác định theo 6.4.4 (1);

k được xác định theo 6.4.4 (1).

Đối với chất tải lệch tâm

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right] \quad (6.51)$$

trong đó k được xác định phù hợp với 6.4.3 (3) hoặc 6.4.3 (4) và W tương tự như W_1 nhưng đối với chu vi u .

6.4.5 Khả năng chống cắt chọc thủng của bản sàn và đế cột có cốt thép chịu cắt

(1) Khi có yêu cầu cốt thép chịu cắt, cần tính toán theo biểu thức (6.52):

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d / s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1 / (u_1 d)) \sin \alpha \quad (6.52)$$

trong đó:

A_{sw} là diện tích của các cốt thép trong một chu vi cốt thép chịu cắt quanh cột (mm^2);

s_r là khoảng cách hướng tâm của các chu vi của cốt thép chịu cắt (mm);

$f_{ywd,ef}$ là cường độ thiết kế của cốt thép cắt chống chọc thủng:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \text{ [MPa]}$$

d là giá trị trung bình của chiều cao hữu hiệu theo các hướng trục giao (mm);

α là góc giữa cốt thép chịu cắt và mặt phẳng của bản sàn.

Nếu bố trí một đường đơn các thanh thép bị uốn xuống, tỷ số d/s_r trong biểu thức (6.52) có thể lấy bằng 0,67.

(2) Các yêu cầu cấu tạo chi tiết đối với cốt thép chống chọc thủng được nêu trong 9.4.3.

(3) Khả năng chống chọc thủng ở vùng gần cột được giới hạn đến giá trị lớn nhất bằng:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

trong đó:

u_0 đối với cột trong $u_0 =$ chiều dài chu vi cột (mm);

đối với cột biên $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ (mm);

đối với cột góc $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ (mm);

c_1, c_2 là các kích thước cột như trên Hình 6.20;

β xem 6.4.3 (3), (4) và (5).

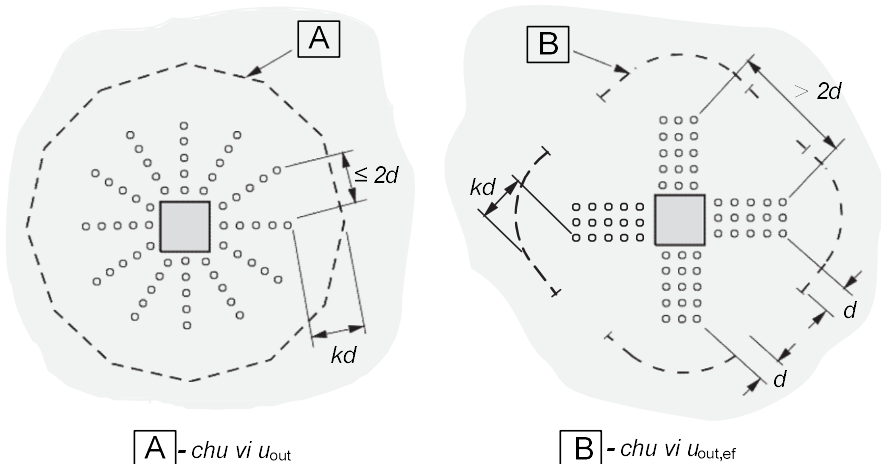
CHÚ THÍCH: Giá trị $v_{Rd,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,4v_{fd}$, trong đó v được xác định theo biểu thức (6.6N).

(4) Chu vi kiểm tra u_{out} tại vị trí không có yêu cầu cốt thép chịu cắt (hoặc $u_{out,ef}$, xem Hình 6.22) cần được tính toán từ biểu thức (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

Chu vi xa nhất của cốt thép chịu cắt phải có vị trí tại khoảng cách không lớn hơn kd trong phạm vi u_{out} (hoặc $u_{out,ef}$, xem Hình 6.22).

CHÚ THÍCH: Giá trị k sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,5.



Hình 6.22 - Các chu vi kiểm tra tại các cột bên trong

(5) Khi các sản phẩm bản quyền được sử dụng như cốt thép chịu cắt, phải xác định $V_{Rd,cs}$ bằng thí nghiệm phù hợp với tài liệu ETA. Xem 9.4.3.

6.5 Thiết kế với mô hình thanh chống - giằng

6.5.1 Quy định chung

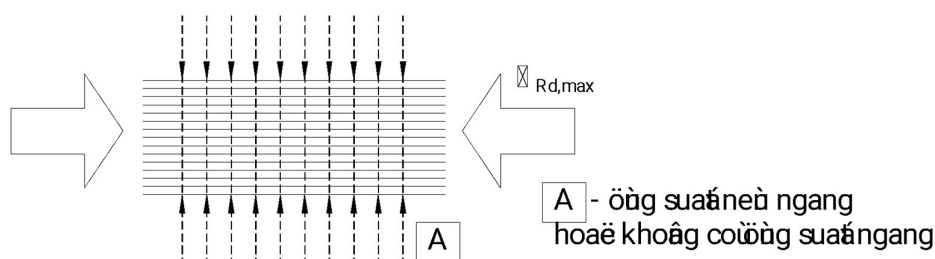
(1)P Khi tồn tại phần biến dạng không tuyến tính (ví dụ như gối tựa, gần tải trọng tập trung hoặc ứng suất phẳng), có thể sử dụng mô hình thanh chống và giằng (xem 5.6.4).

6.5.2 Thanh chống

(1) Cường độ thiết kế đối với thanh chống bê tông trong vùng có ứng suất nén ngang hoặc không có ứng suất ngang có thể tính toán từ biểu thức (6.55) (xem Hình 6.23).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

Có thể phù hợp để giả thiết có cường độ thiết kế cao hơn trong vùng tồn tại ứng suất nén đa-trục.



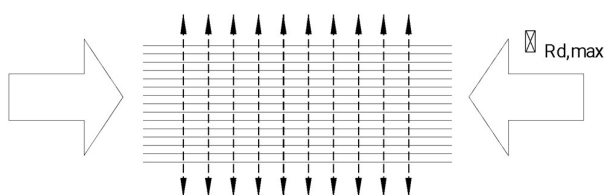
Hình 6.23 - Cường độ thiết kế của thanh chống không có kéo ngang

(2) Cường độ thiết kế của thanh chống bê tông nên được giảm đi trong các vùng chịu nén bị nứt, và trừ khi sử dụng các phương pháp tiếp cận chi tiết hơn, có thể tính toán từ biểu thức (6.56) (xem Hình 6.24).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6\nu'f_{cd} \quad (6.56)$$

CHÚ THÍCH: Giá trị ν' sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được cho bằng phương trình (6.57N).

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250 \quad (6.57N)$$



Hình 6.24 Cường độ thiết kế của thanh chống có kéo ngang

(3) Đối với các thanh chống giữa các vùng chất tải trực tiếp, ví dụ như vai cột hoặc dầm ngăn có chiều cao tiết diện lớn, các phương pháp tính toán thay thế được nêu trong 6.2.2 và 6.2.3.

6.5.3 Thanh giằng

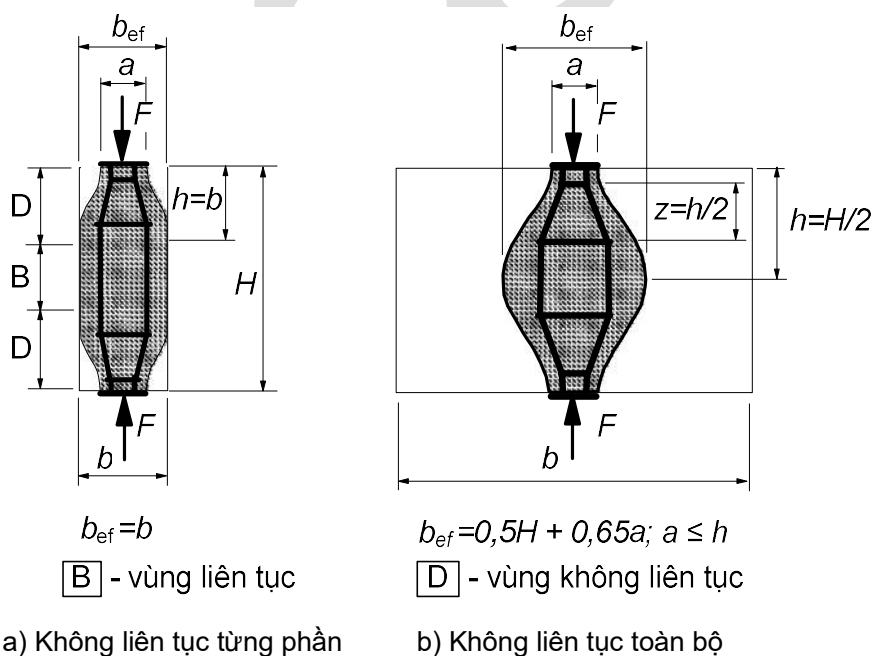
- (1) Cường độ thiết kế của cốt đai ngang và cốt thép cần được giới hạn theo 3.2 và 3.3.
- (2) Cốt thép cần được neo đầy đủ trong các nút.
- (3) Cốt thép yêu cầu để chịu các lực tại các nút tập trung có thể bố trí đều qua hết chiều dài (xem Hình 6.25 a) và b)). Khi cốt thép trong vùng nút kéo dài qua hết chiều dài đang xét của cấu kiện, cần phân bố cốt thép qua hết chiều dài có các quỹ đạo nén là đường cong (thanh giằng và thanh chống). Lực kéo T có thể xác định như sau:

a) đối với vùng không liên tục từng phần $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$, xem Hình 6.25a:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.58)$$

b) đối với các vùng không liên tục toàn bộ $\left(b > \frac{H}{2}\right)$, xem Hình 6.25b:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.59)$$



Hình 6.25 - Các thông số để xác định lực kéo ngang trong trường hợp chịu nén với cốt thép phân bố đều

6.5.4 Nút

(1)P Các quy định đối với nút cũng được áp dụng cho các vùng có lực tập trung truyền lên cấu kiện và chúng không được thiết kế theo phương pháp thanh chống-giằng.

(2)P Các lực tác dụng lên nút phải được cân bằng. Lực kéo ngang vuông góc với mặt phẳng nút phải được xem xét.

(3) Kích thước và chi tiết cấu tạo các nút tập trung là tối hạn khi xác định khả năng chịu lực của chúng. Các nút tập trung có thể phát triển cho các trường hợp khác, ví dụ như vùng đặt tải trọng tập trung, tại gối tựa, trong các vùng neo với sự tập trung của cốt thép và các thanh căng ứng suất trước, tại chỗ uốn cốt thép và tại các góc của các cấu kiện.

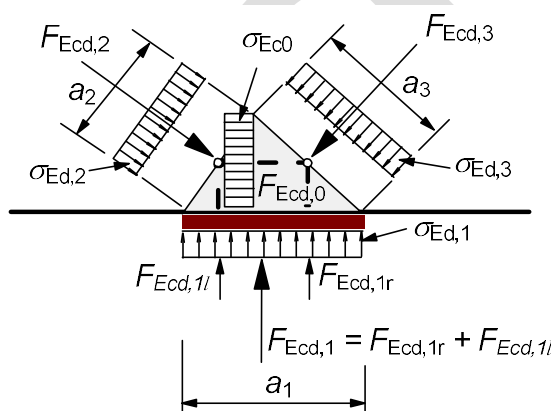
(4) Các giá trị thiết kế đối với ứng suất nén trong phạm vi nút có thể xác định bằng:

a) trong các nút chịu nén không có thanh giằng neo tại nút (xem Hình 6.26)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} \quad (6.60)$$

CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,0.

trong đó $\sigma_{Rd,max}$ là ứng suất lớn nhất có thể có tại các biên của nút. Xem 6.5.2 (2) để xác định v' .



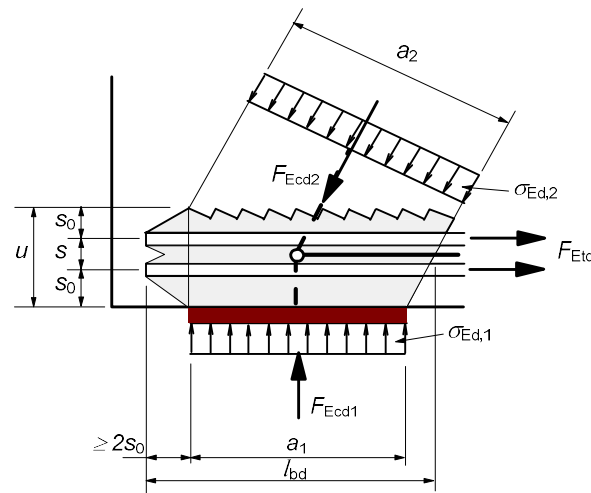
Hình 6.26 - Nút chịu nén không có thanh giằng

b) trong các nút chịu nén - kéo có các thanh giằng được neo về một hướng (xem Hình 6.27),

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} \quad (6.61)$$

trong đó $\sigma_{Rd,max}$ là ứng suất lớn nhất của $\sigma_{Rd,1}$ và $\sigma_{Rd,2}$, xem 6.5.2 (2) để xác định v' .

CHÚ THÍCH: Giá trị k_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,85.



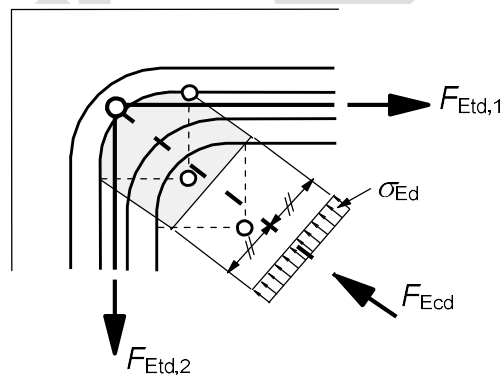
Hình 6.27 - Nút chịu nén - kéo với cốt thép bố trí theo 1 phương

c) trong các nút chịu nén - kéo có các thanh giằng neo được bố trí nhiều hơn một phương (xem Hình 6.28),

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd} \quad (6.62)$$

trong đó $\sigma_{Rd,max}$ là ứng suất nén lớn nhất có thể tác dụng lên mép của các nút. Xem 6.5.2 (2) để xác định v' .

CHÚ THÍCH: Các giá trị của k_1 , k_2 và k_3 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị lần lượt là $k_1 = 1,0$; $k_2 = 0,85$ và $k_3 = 0,75$.



Hình 6.28 - Nút chịu nén - kéo với cốt thép bố trí theo hai hướng

(5) Dưới các điều kiện được liệt kê ở dưới đây, các giá trị ứng suất nén thiết kế nêu trong 6.5.4 (4) có thể tăng lên tới 10 % khi áp dụng ít nhất một trong các điều kiện sau:

- được giả thiết là nén ba trục,
- các góc giữa thanh chống và thanh giằng $\geq 55^\circ$,
- ứng suất tại các gối tựa hoặc tại các điểm tải trọng tập trung là phân bố đều, và nút bị bó bởi các cốt thép đai,

TCVN X1992-1-1:202X

- cốt thép bố trí thành nhiều lớp,
- nút được bó một cách tin cậy bởi các biện pháp bố trí gối ép bề mặt hoặc ma sát.

(6) Các nút chịu nén ba trục có thể kiểm tra theo biểu thức (3.24) và (3.25) với giới hạn cận trên $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v' f_{cd}$ nếu biết được sự phân bố tải trọng cho tất cả ba hướng của dải chịu nén.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_4 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 3,0.

(7) Neo của cốt thép vào các nút chịu nén - kéo xuất phát tại phần bắt đầu của nút, ví dụ trong trường hợp neo của gối tựa xuất phát tại mặt trong gối tựa (xem Hình 6.27). Chiều dài neo cần kéo dài qua toàn bộ chiều dài nút. Trong một số trường hợp nhất định, cốt thép cũng có thể neo ra phía sau nút. Đối với neo và uốn cốt thép, xem 8.4 đến 8.6.

(8) Các nút chịu nén phẳng (trong mặt phẳng) tại chỗ nối của ba thanh chống có thể được kiểm tra theo Hình 6.26. Các ứng suất chính trung bình lớn nhất tại nút (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) nên được kiểm tra theo

6.5.4(4)a). Thông thường có thể giả thiết: $F_{cd,1} / a_1 = F_{cd,2} / a_2 = F_{cd,3} / c_3$ dẫn đến $\sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}$.

(9) Các nút tại chỗ uốn cốt thép có thể phân tích theo Hình 6.28. Ứng suất trung bình trong dải chịu nén có thể kiểm tra theo 6.5.4 (5). Đường kính trục uốn cốt thép nên được kiểm tra theo 8.3.

6.6 Neo và nối chồng

(1)P Ứng suất bám dính thiết kế được giới hạn đến giá trị phụ thuộc vào các đặc trưng bề mặt của cốt thép, cường độ chịu kéo của bê tông và hiệu ứng bó của phần bê tông xung quanh.

(2) Chiều dài neo cần thiết để triển khai chịu lực kéo yêu cầu hoặc chiều dài nối chồng được tính toán trên cơ sở ứng suất bám dính không đổi.

(3) Các quy định áp dụng cho thiết kế và cấu tạo neo và nối chồng được nêu trong 8.4 đến 8.8.

6.7 Khu vực chất tải cục bộ

(1)P Đối với các khu vực chất tải cục bộ, phải xem xét đến sự nén vỡ cục bộ (xem ở dưới đây) và lực kéo ngang (xem 6.5).

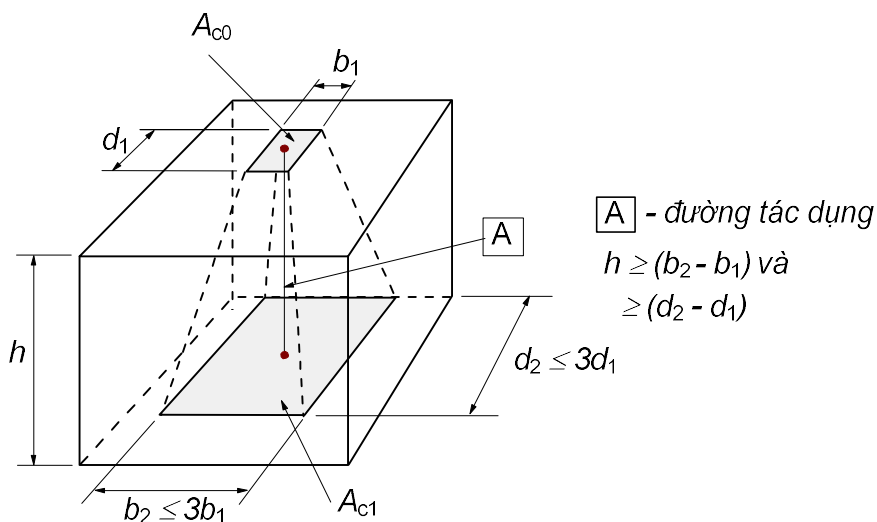
(2) Khi tải trọng phân bố đều trên diện tích A_{c0} (xem Hình 6.29), khả năng chịu lực tập trung có thể xác định như sau:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (6.63)$$

trong đó:

A_{c0} là diện tích chất tải;

A_{c1} là diện tích phân bố thiết kế lớn nhất với hình dạng tương tự A_{c0} .



Hình 6.29 - Phân bố thiết kế đối với các khu vực chất tải cục bộ

(3) Diện tích phân bố thiết kế A_{c1} theo yêu cầu đảm bảo khả năng chịu lực F_{Rdu} nên phù hợp với các điều kiện sau đây:

- chiều cao phân bố tải trọng theo hướng tải trọng tác dụng nên tương ứng với các điều kiện nêu trên Hình 6.29.
- tâm của diện tích phân bố thiết kế A_{c1} nên nằm trên đường tác dụng đi qua tâm của diện tích chất tải A_{c0} .
- Nếu có nhiều hơn một lực nén tác dụng liên tiếp diện mặt cắt ngang của bê tông, các diện tích phân bố thiết kế không nên chồng lấn.

Giá trị F_{Rdu} nên giảm xuống nếu tải trọng không phải là phân bố đều trên diện tích A_{c0} hoặc nếu tồn tại lực cắt lớn.

(4) Cần bố trí cốt thép để chịu lực kéo sinh ra do hệ quả của tác động.

6.8 Mọi

6.8.1 Các điều kiện kiểm tra

(1)P Khả năng chịu mọi của kết cấu phải được kiểm tra trong các trường hợp đặc biệt. Việc kiểm tra phải được tiến hành riêng đối với bê tông và thép.

(2) Việc kiểm tra mọi cần được tiến hành đối với các kết cấu và các bộ phận kết cấu các chu kỳ tải thường xuyên (ví dụ như ray cần trục, cầu chịu tải trọng xe lưu thông lớn).

6.8.2 Các nội lực và ứng suất để kiểm tra mọi

(1)P Tính toán ứng suất phải dựa trên giả thiết tiết diện bị nứt, bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông, nhưng thỏa mãn tính tương thích của biến dạng.

(2)P Ảnh hưởng của ứng xử bám dính khác nhau của thép ứng suất trước và cốt thép phải được kể đến bằng cách tăng dải ứng suất trong cốt thép được tính toán với giả thiết bám dính hoàn hảo bằng hệ số η :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\varphi_s / \varphi_p)}} \quad (6.64)$$

trong đó:

A_s là diện tích cốt thép;

A_p là diện tích thanh căng ứng suất trước hoặc thanh căng;

φ_s là đường kính lớn nhất của cốt thép;

φ_p là đường kính hoặc đường kính tương đương của thép ứng suất trước:

$$\varphi_p = 1,6\sqrt{A_p} \text{ đối với bó cáp;}$$

$\varphi_p = 1,75\varphi_{\text{wire}}$ đối với cáp 7 sợi đơn, trong đó φ_{wire} là đường kính sợi;

$\varphi_p = 1,20\varphi_{\text{wire}}$ đối với cáp 3 sợi đơn, trong đó φ_{wire} là đường kính sợi;

ξ là tỷ số cường độ bám dính giữa thanh căng bám dính và cốt thép gờ trong bê tông. Giá trị này lấy theo tài liệu ETA thích hợp. Khi không có các giá trị này, có thể sử dụng các giá trị nêu trong Bảng 6.2.

(3) Khi thiết kế cốt thép chịu cắt, có thể tính toán độ nghiêng của các thanh chống chịu nén ϑ_{fat} bằng cách sử dụng mô hình thanh chống-giằng hoặc theo biểu thức (6.65).

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

trong đó:

ϑ là góc giữa các thanh chống bê tông chịu nén đối với trục dầm được giả thiết khi thiết kế theo trạng thái giới hạn cực hạn (xem 6.2.3).

Bảng 6.2 - Tỷ số cường độ bám dính, ξ , giữa thanh căng và cốt thép

Thép ứng suất trước	ξ		
	Căng trước	Bám dính, căng sau	
		$\leq \text{C50/60}$	$\geq \text{C70/85}$
Thanh và sợi thép trơn	Không áp dụng	0,3	0,15
Cáp	0,6	0,5	0,25
Sợi thép lồi	0,7	0,6	0,3

Thanh thép gờ	0,8	0,7	0,35
CHÚ THÍCH: Đối với các giá trị trung gian giữa C50/60 và C70/85, có thể nội suy			

6.8.3 Tổ hợp các tác động

(1)P Để tính toán các dải ứng suất, tác động phải được phân thành các tác động không lặp lại và các tác động lặp lại gây mỏi (số lượng tác động lặp lại của tải trọng).

(2)P Tổ hợp cơ bản của tải trọng không lặp lại tương tự với định nghĩa về tổ hợp thường gặp đối với trạng thái giới hạn sử dụng:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

Tổ hợp các tác động trong dấu ngoặc { } (gọi là tổ hợp cơ bản) có thể biểu diễn như sau:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.67)$$

CHÚ THÍCH: $Q_{k,1}$ và $Q_{k,i}$ là các tác động không thường xuyên, không lặp lại

(3)P Tác động lặp lại phải được tổ hợp với tổ hợp cơ bản bất lợi:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\}; Q_{fat}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

Tổ hợp các tác động trong dấu ngoặc { } (gọi là tổ hợp cơ bản cộng với tác động lặp lại) có thể biểu diễn như sau:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

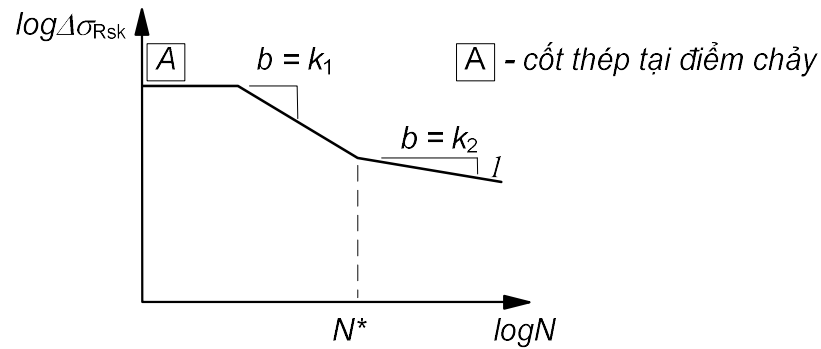
trong đó:

Q_{fat} là tải trọng gây mỏi thích hợp (ví dụ như tải trọng xe lưu thông được định nghĩa trong EN 1991 hoặc tải trọng lặp lại khác).

6.8.4 Quy trình kiểm tra đối với cốt thép và thép ứng suất trước

(1) Sự hư hỏng của dải ứng suất đơn $\Delta\sigma$ có thể xác định bằng cách sử dụng các đường cong S – N tương ứng (Hình 6.30) đối với cốt thép và thép ứng suất trước. Tải trọng tác dụng cần được nhân với $\gamma_{F,fat}$. Dải ứng suất chịu mỗi $\Delta\sigma_{Rsk}$ tìm được tại N^* chu kỳ cần chia cho hệ số an toàn $\gamma_{F,fat}$.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị của $\gamma_{F,fat}$ cho trong 2.4.2.3 (1).



**Hình 6.30 - Dạng đường cong của cường độ chịu mỏi đặc trưng
(đường cong S – N cho cốt thép và thép ứng suất trước)**

CHÚ THÍCH 2: Giá trị của các thông số cho các đường cong S – N đối với cốt thép và thép ứng suất trước sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị được nêu trong Bảng 6.3N và 6.4N tương ứng đối với cốt thép và thép ứng suất trước.

Bảng 6.3N - Các thông số của đường cong S – N đối với cốt thép

Dạng cốt thép	N^*	Chỉ số lũy thừa ứng suất		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) tại N^* chu kỳ
		k_1	k_2	
Thanh thép thẳng và uốn ¹	10^6	5	9	162,5
Lưới thanh và sợi thép hàn	10^7	3	5	58,5
Cơ cấu nối	10^7	3	5	35

CHÚ THÍCH 1: Các giá trị đối với $\Delta\sigma_{Rsk}$ là giá trị cho các thanh thép thẳng. Các giá trị đối với thanh thép uốn được xác định bằng cách sử dụng hệ số giảm $\zeta = 0,35 + 0,026D/\varphi$ trong đó:

D là đường kính trục uốn cốt thép;
 φ là đường kính thanh thép.

Bảng 6.4N - Các thông số của đường cong S – N đối với thép ứng suất trước

Đường cong S – N của thép ứng suất trước dùng cho	N^*	Chỉ số lũy thừa ứng suất		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) tại N^* chu kỳ
		k_1	k_2	
Căng trước	10 ₆	5	9	185
Căng sau				
- Cáp đơn trong ống lồng nhựa	10 ₆	5	9	185
- Thanh căng thẳng hoặc cong trong ống lồng nhựa	10 ₆	5	10	150
- Thanh căng cong trong ống lồng thép	10 ₆	5	7	120
- Cơ cấu nối	10 ₆	5	5	80

(2) Đối với chu kỳ lặp nhiều lần với biên độ thay đổi, có thể bổ sung thêm sự hư hỏng bằng cách sử dụng Quy tắc Palmgren – Miner. Từ đó, hệ số hư hỏng do mỗi D_{Ed} của cốt thép do các tải trọng gây mỗi sinh ra cần thỏa mãn điều kiện:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.70)$$

trong đó:

$n(\Delta\sigma_i)$ là số chu kỳ lặp tác dụng đối với dải ứng suất $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ là số chu kỳ lặp chịu được đối với dải ứng suất $\Delta\sigma_i$.

(3)P Nếu thép ứng suất trước và cốt thép chịu các tải trọng mỗi, ứng suất tính được phải không lớn hơn cường độ chảy dẻo thiết kế của thép.

(4) Cường độ chảy dẻo cần được kiểm tra bằng các thí nghiệm kéo cho thép được sử dụng.

(5) Khi sử dụng các quy định nêu trong 6.8 để ước tính tuổi thọ còn lại của kết cấu hiện hữu hoặc để đánh giá sự cần thiết phải gia cường, ngay cả khi đã bắt đầu ăn mòn, có thể xác định dải ứng suất bằng cách giảm chỉ số k_2 đối với các thanh thép thẳng và thanh thép uốn.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 5.

(6)P Dải ứng suất đối với các thanh thép hàn phải không bao giờ vượt quá dải ứng suất của các thanh thép thẳng hoặc thanh thép uốn.

6.8.5 Kiểm tra bằng cách sử dụng dải ứng suất hư hỏng tương đương

(1) Thay vì kiểm tra chi tiết về cường độ hư hỏng theo 6.8.4, việc kiểm tra mỗi của các trường hợp tiêu chuẩn với tải trọng đã biết (cầu đường sắt hoặc cầu đường bộ) có thể thực hiện như sau:

- bằng các dải ứng suất hư hỏng tương đương đối với thép theo 6.8.5 (3);
- ứng suất nén hư hỏng tương đương đối với bê tông theo 6.8.7.

(2) Phương pháp dải ứng suất hư hỏng tương đương bao gồm đại diện của quá trình chất tải thực tế theo N^* chu kỳ của dải ứng suất đơn. Tiêu chuẩn EN 1992-2 đưa ra các mô hình chất tải gây môi thích hợp và các quy trình tính toán miền ứng suất tương đương $\Delta\sigma_{S,eq}$ đối với các kết cấu áo đường và cầu đường sắt.

(3) Đối với cốt thép hoặc thép ứng suất trước và cơ cấu/thiết bị nối, có thể giả thiết khả năng chịu mỗi là đủ nếu thỏa mãn biểu thức (6.71):

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (6.71)$$

trong đó:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ là dải ứng suất tại N^* chu kỳ chất tải theo các đường cong gần đúng S – N cho trên Hình 6.30;

CHÚ THÍCH: xem cùng các bảng 6.3N và 6.4N.

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ là dải ứng suất hư hỏng tương đương đối với các dạng khác nhau của cốt thép khi xét số chu kỳ chất tải N^* . Đối với kết cấu nhà $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ có thể lấy xấp xỉ bằng $\Delta\sigma_{S,max}$;

$\Delta\sigma_{S,max}$ là dải ứng suất lớn nhất trong cốt thép dưới tác dụng của các tổ hợp tải trọng thích hợp.

6.8.6 Các kiểm tra khác

(1) Khả năng chịu mỗi có thể giả thiết là đủ đối với các thanh thép không hàn khi chịu kéo nếu dải ứng suất dưới tác dụng của tải trọng lặp thường gặp với tổ hợp cơ bản lấy bằng $\Delta\sigma_S \leq k_1$.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 70 MPa.

Đối với các thanh thép hàn chịu kéo, có thể giả thiết khả năng chịu mỗi là đủ nếu dải ứng suất dưới tác dụng của tải trọng lặp thường gặp được tổ hợp với tổ hợp cơ bản lấy bằng $\Delta\sigma_S \leq k_2$.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 35 MPa.

(2) Để đơn giản hóa cho (1) ở trên, có thể thực hiện kiểm tra bằng cách sử dụng tổ hợp tải trọng thường gặp. Nếu thỏa mãn điều này, thì không cần thiết kiểm tra tiếp theo.

(3) Khi mối hàn hoặc cơ cấu/thiết bị nối được sử dụng trong bê tông ứng suất trước, không có lực kéo nào được tồn tại trên tiết diện bê tông trong phạm vi 200 mm của các thanh căng ứng suất trước hoặc cốt thép thường dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường gặp cùng với hệ số giảm k_3 dùng cho giá trị trung bình của lực căng trước P_m .

CHÚ THÍCH: Giá trị k_3 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,9.

6.8.7 Kiểm tra bê tông dưới tác dụng của lực nén hoặc cắt

(1) Khả năng chịu mỗi có thể được giả thiết là thỏa mãn đối với bê tông chịu nén nếu đáp ứng những điều kiện sau đây:

$$E_{cd,max,eq} + 0,43\sqrt{1-R_{equ}} \leq 1 \quad (6.72)$$

trong đó:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd,min,eq} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.75)$$

trong đó:

R_{equ} là tỷ số ứng suất;

$E_{cd,min,eq}$ là mức ứng suất nén nhỏ nhất;

$E_{cd,max,eq}$ là mức ứng suất nén lớn nhất;

$f_{cd,fat}$ là cường độ chịu mỏi thiết kế của bê tông theo (6.76);

$\sigma_{cd,max,eq}$ là cận trên ứng suất của biên độ giới hạn đối với N chu kỳ;

$\sigma_{cd,min,eq}$ là cận dưới ứng suất của biên độ giới hạn đối với N chu kỳ.

CHÚ THÍCH: Giá trị N ($\leq 10^6$ chu kỳ) sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $N = 10^6$ chu kỳ.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

trong đó:

$\beta_{cc}(t_0)$ là hệ số dùng cho cường độ bê tông tại thời điểm đặt tải đầu tiên (xem 3.1.2 (6));

t_0 là thời gian bắt đầu chất tải lên bê tông, tính bằng ngày.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị ứng với $N = 10^6$ chu kỳ là 0,85.

(2) Kiểm tra mỗi đối với bê tông dưới tác dụng của lực nén có thể giả thiết nếu thỏa mãn các điều kiện sau đây:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$\leq 0,9$ đối với $f_{ck} \leq 50$ MPa

$\leq 0,8$ đối với $f_{ck} > 50$ MPa

trong đó:

$\sigma_{c,max}$ là ứng suất nén lớn nhất tại thớ biên dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường gặp (nén được lấy dấu dương);

$\sigma_{c,min}$ là ứng suất nén nhỏ nhất tại cùng thớ biên mà có $\sigma_{c,max}$. Nếu $\sigma_{c,min}$ là ứng suất kéo, thì $\sigma_{c,min}$ cần lấy bằng 0.

(3) Biểu thức (6.77) cũng được áp dụng cho các thanh chống chịu nén của các cấu kiện chịu cắt. Trong trường hợp này, cần giảm cường độ bê tông $f_{cd,fat}$ bằng hệ số giảm cường độ (xem 6.2.2 (6)).

(4) Đối với các cấu kiện không yêu cầu cốt thép chịu cắt thiết kế theo ở trạng thái giới hạn cực hạn, có thể giả thiết rằng bê tông chịu mỗi do tác dụng của lực cắt được áp dụng như sau:

- đối với $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \\ \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,8 \end{array} \right. \quad (6.78)$$

- đối với $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

trong đó:

$V_{Ed,max}$ là giá trị thiết kế của lực cắt lớn nhất dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường gặp;

$V_{Ed,min}$ là giá trị thiết kế của lực cắt nhỏ nhất dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường gặp tại tiết diện có $V_{Ed,max}$;

$V_{Rd,c}$ là giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt, theo biểu thức (6.2.a).

7. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

7.1 Quy định chung

(1)P Điều này bao hàm các trạng thái giới hạn sử dụng. Đó là:

- giới hạn ứng suất (xem 7.2);
- kiểm soát vết nứt (xem 7.3);
- kiểm soát độ võng (xem 7.4).

Các trạng thái giới hạn khác (ví dụ như dao động) có thể là quan trọng đối với các kết cấu cụ thể, nhưng không bao hàm trong tiêu chuẩn này.

(2) Trong tính toán ứng suất và độ võng, các tiết diện ngang cần được giả thiết là không bị nứt, với điều kiện ứng suất kéo khi uốn không vượt quá $f_{ct,eff}$. Giá trị $f_{ct,eff}$ có thể lấy bằng f_{ctm} hoặc $f_{ctm,fl}$, với điều kiện việc tính toán cốt thép chịu kéo tối thiểu cũng dựa trên cùng một giá trị. Cần sử dụng f_{ctm} để tính toán bề rộng vết nứt và tăng cường khi kéo.

7.2 Giới hạn ứng suất

(1)P Ứng suất nén trong bê tông phải được giới hạn nhằm tránh các vết nứt dọc, các vết nứt rất nhỏ (vi nứt) hoặc mức từ biến cao, có thể dẫn đến các hiệu ứng không chấp nhận được đối với chức năng của kết cấu.

(2) Các vết nứt dọc có thể xảy ra nếu mức ứng suất dưới tổ hợp đặc trưng của các tải trọng vượt quá giá trị tới hạn. Các vết nứt này có thể dẫn đến giảm độ bền lâu của kết cấu. Khi không có các biện pháp khác, ví dụ như tăng chiều dày lớp bảo vệ cốt thép trong vùng nén hoặc bó bằng các đai ngang, có thể giới hạn ứng suất nén đến giá trị $k_1 f_{ck}$ trong vùng tiếp xúc trực tiếp với môi trường loại XD, XF và XS (xem Bảng 4.1).

CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,6.

(3) Nếu ứng suất trong bê tông dưới tác dụng của các tải trọng tựa thường xuyên nhỏ hơn $k_2 f_{ck}$, có thể giả thiết từ biến là tuyến tính. Nếu ứng suất trong bê tông lớn hơn $k_2 f_{ck}$, cần xem xét từ biến là phi tuyến.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,45.

(4)P Ứng suất kéo trong cốt thép phải được giới hạn nhằm tránh biến dạng phi đàn hồi, nứt hoặc biến dạng không chấp nhận được.

(5) Có thể tránh được nứt hoặc biến dạng trên bề mặt không thể chấp nhận được, nếu dưới tác dụng của tổ hợp đặc trưng của các tải trọng, ứng suất kéo trong cốt thép không vượt quá $k_3 \cdot f_{yk}$. Khi ứng suất phát sinh do biến dạng cưỡng bức, thì ứng suất kéo không nên vượt quá $k_4 \cdot f_{yk}$. Giá trị trung bình của ứng suất trong các thanh căng ứng suất trước không nên vượt quá $k_5 \cdot f_{pk}$.

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_3 , k_4 , k_5 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị tương ứng là 0,8; 1,0 và 0,75.

7.3 Kiểm soát nứt

7.3.1 Các vấn đề chung

(1)P Nứt phải được giới hạn đến mức độ không làm ảnh hưởng đến chức năng bình thường hoặc độ bền lâu của kết cấu hoặc biểu hiện bề ngoài của kết cấu là không thể chấp nhận được.

(2) Nứt là bình thường trong kết cấu bê tông cốt thép chịu uốn, cắt, xoắn hoặc kéo do chất tải trực tiếp hoặc bị ngăn chặn chuyển vị/biến dạng hay biến dạng cưỡng bức gây ra.

(3) Các vết nứt cũng có thể phát sinh do các nguyên nhân khác như co ngót dẻo hoặc phản ứng hóa học trương nở trong bê tông khi đóng rắn. Các vết nứt loại này có thể lớn đến mức không chấp nhận được, nhưng việc phòng tránh và khống chế vết nứt đó nằm ngoài phạm vi của Điều này.

(4) Các vết nứt có thể được phép hình thành mà không cần bất cứ biện pháp nào để khống chế bề rộng của chúng, nếu các vết nứt không làm suy giảm chức năng của kết cấu.

(5) Giá trị giới hạn, $w_{\max}$, đối với bề rộng vết nứt theo tính toán cần được thiết lập có kể đến chức năng sử dụng dự kiến, bản chất của kết cấu và chi phí cho việc giới hạn vết nứt.

CHÚ THÍCH: Giá trị $w_{\max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị thích hợp cho các loại môi trường tiếp xúc được nêu trong Bảng 7.1N.

Bảng 7.1N - Các giá trị khuyến nghị $w_{\max}$ (mm)

Loại môi trường tiếp xúc	Cấu kiện bê tông cốt thép và cấu kiện bê tông ứng suất trước với thanh căng không bám dính	Cấu kiện bê tông ứng suất trước với thanh căng bám dính
	Tổ hợp tải trọng tựa thường xuyên	Tổ hợp tải trọng thường gặp
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Giảm nén

(1): Đối với các loại môi trường tiếp xúc X0, XC1, bề rộng vết nứt không ảnh hưởng đến độ bền lâu và giới hạn này được thiết lập cho trường hợp chung. Đối với trường hợp mặt ngoài, giới hạn này có thể được giảm bớt.

(2): Đối với các loại môi trường tiếp xúc đó, phải kiểm tra bổ sung sự giảm lực nén dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng tựa thường xuyên.

Khi không có các yêu cầu cụ thể (ví dụ như độ không thấm nước), có thể giả thiết rằng giới hạn bề rộng vết nứt theo tính toán đến giá trị $w_{\max}$ nêu trong Bảng 7.1N, dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường xuyên, nói chung sẽ thỏa mãn đối với các cấu kiện bê tông cốt thép của công trình nhà khi liên quan đến hình thức mặt ngoài và độ bền lâu.

Độ bền lâu của các cấu kiện ứng suất trước có thể chịu các ảnh hưởng nghiêm trọng hơn của các vết nứt. Khi không có các yêu cầu chi tiết hơn, có thể giả thiết rằng giới hạn bề rộng vết nứt theo tính toán đến giá trị $w_{\max}$ nêu trong Bảng 7.1N, dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thường gặp, nói chung sẽ thỏa mãn đối với các cấu kiện bê tông ứng suất trước. Giới hạn giảm

nén được yêu cầu đối với tất cả các phần của thanh căng bám dính hoặc ống lồng nằm trong phạm vi ít nhất 25 mm của bê tông vùng nén.

(6) Đối với các cấu kiện chỉ có thanh căng không bám dính, áp dụng các yêu cầu đối với cấu kiện bê tông cốt thép. Đối với các cấu kiện kết hợp giữa các thanh căng có bám dính và không bám dính, áp dụng yêu cầu đối với cấu kiện bê tông ứng suất trước có bám dính.

(7) Các biện pháp đặc biệt có thể cần thiết cho các cấu kiện tiếp xúc với môi trường loại XD3. Việc lựa chọn các biện pháp thích hợp sẽ phụ thuộc vào bản chất của tác nhân xâm thực có liên quan.

(8) Khi sử dụng các mô hình thanh chống-giằng với thanh chống hướng theo các quỹ đạo ứng suất nén ở trạng thái không có vết nứt, có thể sử dụng lực trong các thanh giằng để xác định ứng suất trong cốt thép tương ứng và dùng để tính toán bề rộng vết nứt.

(9) Bề rộng vết nứt có thể tính toán theo 7.3.4. Một phương pháp đơn giản thay thế là giới hạn đường kính hoặc khoảng cách giữa các thanh thép theo 7.3.3.

7.3.2 Diện tích cốt thép tối thiểu

(1)P Nếu có yêu cầu kiểm soát vết nứt, cần phải có số lượng tối thiểu cốt thép bám dính để kiểm soát vết nứt trong các vùng lực kéo có thể phát sinh. Số lượng cốt thép được ước tính từ sự cân bằng giữa lực kéo trong bê tông ngay trước khi bị nứt và lực kéo trong cốt thép khi chảy hoặc tại ứng suất thấp hơn nếu cần giới hạn bề rộng vết nứt.

(2) Ngoại trừ tính toán chính xác hơn chứng minh được diện tích nhỏ hơn là đủ, diện tích cốt thép tối thiểu có thể được tính toán như sau. Trong các dầm có tiết diện chữ T và dầm hộp, cốt thép tối thiểu cần được xác định đối với từng phần riêng rẽ của tiết diện (thanh bụng, cánh).

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (7.1)$$

trong đó:

$A_{s,min}$ là diện tích tối thiểu của cốt thép trong vùng kéo;

A_{ct} là diện tích bê tông trong vùng kéo. Vùng kéo là phần chịu kéo của tiết diện mà tiết diện này được tính toán chịu kéo ngay trước khi hình thành vết nứt đầu tiên;

σ_s là giá trị tuyệt đối của ứng suất lớn nhất cho phép trong cốt thép ngay sau khi hình thành vết nứt. Ứng suất này có thể lấy bằng cường độ chảy của cốt thép f_{yk} . Có thể lấy giá trị thấp hơn, tuy nhiên, cần thỏa mãn các giới hạn về bề rộng vết nứt theo kích cỡ lớn nhất hoặc khoảng cách lớn nhất giữa các thanh thép (xem 7.3.3 (2));

$f_{ct,eff}$ là giá trị trung bình cường độ chịu kéo của bê tông có hiệu lực tại thời điểm có thể xảy ra vết nứt đầu tiên:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ hoặc thấp hơn ($f_{ctm}(t)$), nếu vết nứt kỳ vọng xuất hiện sớm hơn 28 ngày;

k là hệ số cho phép đối với ảnh hưởng của các ứng suất không đều tự cân bằng dẫn đến làm giảm các lực ngăn chặn chuyển vị/biến dạng

= 1,0 đối với thanh bụng có $h \leq 300$ mm hoặc phần cánh có chiều rộng nhỏ hơn 300 mm;

= 0,65 đối với thanh bụng có $h > 800$ mm hoặc phần cánh có chiều rộng lớn hơn 800 mm;

các giá trị trung gian có thể nội suy;

k_c là hệ số tính đến sự phân bố ứng suất trong phạm vi tiết diện ngay trước khi nứt và sự thay đổi cánh tay đòn:

Đối với kéo thuần túy, $k_c = 1,0$;

Đối với uốn hoặc uốn kết hợp với lực dọc trục:

- Đối với tiết diện chữ nhật và sườn của tiết diện hộp và chữ T:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h / h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- Đối với phần cánh của tiết diện hộp và chữ T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

trong đó:

σ_c là ứng suất trung bình của bê tông tác dụng lên phần tiết diện đang xét:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} là lực dọc trục tại trạng thái giới hạn sử dụng tác dụng lên phần tiết diện ngang đang xét (lực nén có dấu dương). N_{Ed} cần được xác định bằng cách xem xét các giá trị đặc trưng của ứng suất trước và lực dọc trục dưới tác dụng của tổ hợp các tác động thích hợp;

h^* $h^* = h$ đối với $h < 1,0$ m

$h^* = 1,0$ m đối với $h \geq 1,0$ m

k_1 là hệ số xét đến các hệ quả của các lực dọc trục đến sự phân bố ứng suất:

$k_1 = 1,5$ nếu N_{Ed} là lực nén

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ nếu N_{Ed} là lực kéo

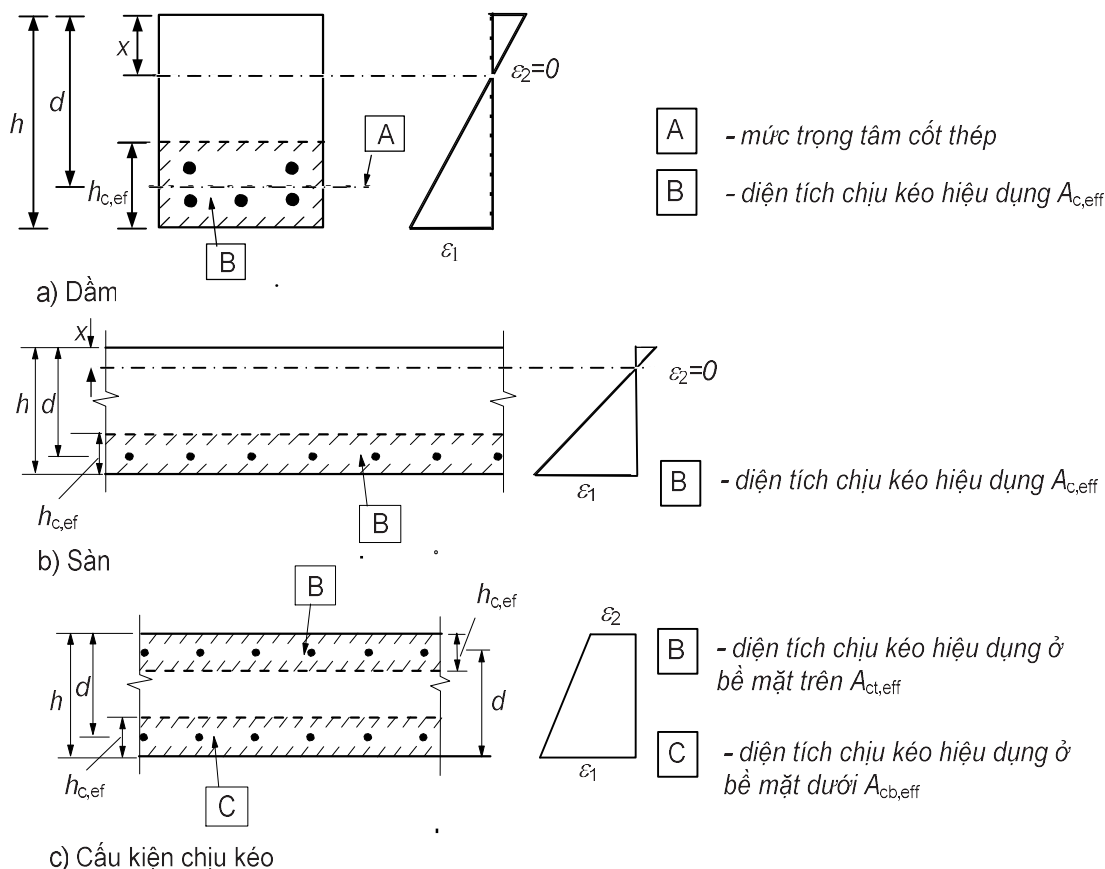
F_{cr} là giá trị tuyệt đối của lực kéo trong phạm vi phần cánh ngay trước khi nứt gây ra bởi mô men gây nứt được tính toán với $f_{ct,eff}$.

(3) Các thanh căng có bám dính trong vùng kéo có thể giả thiết là góp phần vào việc kiểm soát vết nứt trong phạm vi khoảng cách ≤ 150 mm tính từ tâm của thanh căng. Điều này có thể kể đến bằng cách bổ sung thành phần $\xi_1 A_p' \Delta \sigma_p$ vào vế trái của biểu thức (7.1),

trong đó:

A_p' là diện tích các thanh căng căng trước hay căng sau trong phạm vi $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ là diện tích hữu hiệu của bê tông chịu kéo bao quanh cốt thép hoặc bao quanh các thanh căng ứng suất trước có chiều cao $h_{c,eff}$, trong đó $h_{c,eff}$ là giá trị nhỏ hơn trong số $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ hoặc $h/2$ (xem Hình 7.1).



Hình 7.1 - Diện tích chịu kéo hữu hiệu (trường hợp điển hình)

ξ_1 là tỷ số điều chỉnh cường độ bám dính có kể đến các đường kính khác nhau của thanh căng ứng suất trước và của cốt thép:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

ξ là tỷ số cường độ bám dính của thép ứng suất trước và cốt thép, lấy theo Bảng 6.2 trong 6.8.2;

ϕ_s là đường kính lớn nhất của cốt thép;

ϕ_p là đường kính tương đương của thanh căng, theo 6.8.2.

Nếu chỉ dùng thép ứng suất trước để khống chế vết nứt, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

$\Delta\phi_p$ Sự thay đổi ứng suất trong thanh ứng suất trước từ trạng thái biến dạng bằng 0 của

bê tông ở cùng cao độ

(4) Trong các cấu kiện ứng suất trước dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng đặc trưng và giá trị đặc trưng của ứng suất trước, không có yêu cầu cốt thép tối thiểu đối với tiết diện khi bê tông chịu nén hoặc khi giá trị tuyệt đối của ứng suất kéo trong bê tông thấp hơn $\sigma_{ct,p}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\sigma_{ct,p}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $f_{ct,eff}$ lấy theo 7.3.2 (2).

7.3.3 Kiểm soát vết nứt không cần tính toán trực tiếp

(1) Trong công trình nhà, đối với sàn bê tông cốt thép hoặc bê tông ứng suất trước chịu uốn không có lực kéo dọc trục đáng kể, các biện pháp cụ thể để kiểm soát vết nứt là không cần thiết khi chiều cao toàn bộ tiết diện bản sàn không lớn hơn 200 mm và đã áp dụng các điều khoản trong 9.3.

(2) Các quy định nêu trong 7.3.4 có thể được đơn giản hóa dưới dạng bảng bằng sự hạn chế đường kính của các thanh thép hoặc khoảng cách giữa các thanh thép.

CHÚ THÍCH: Khi bố trí cốt thép tối thiểu theo 7.3.2, bề rộng vết nứt không có khả năng bị vượt quá nếu:

- đối với nứt chủ yếu do ngăn chặn chuyển vị/biến dạng, các kích cỡ thanh thép nêu trong Bảng 7.2N không vượt quá khi ứng suất trong cốt thép bằng giá trị có được ngay sau khi nứt (nghĩa là σ_s trong biểu thức (7.1)).

- đối với nứt chủ yếu do tải trọng, tuân thủ các điều khoản của Bảng 7.2N hoặc các điều khoản của Bảng 7.3N. Ứng suất trong cốt thép cần được tính toán trên cơ sở tiết diện có vết nứt dưới tác dụng của tổ hợp các tác động thích hợp.

Đối với bê tông theo phương pháp căng trước, mà trong đó kiểm soát vết nứt chủ yếu bằng các thanh căng bám dính trực tiếp, có thể sử dụng Bảng 7.2N và 7.3N với ứng suất bằng tổng ứng suất trừ đi ứng suất trước. Đối với bê tông theo phương pháp căng sau, sự kiểm soát vết nứt chủ yếu bằng các cốt thép thông thường, có thể sử dụng các bảng này với ứng suất trong cốt thép được tính toán với sự ảnh hưởng của lực căng trước.

Đường kính thanh thép lớn nhất cần được điều chỉnh như sau:

Khi uốn (tại phần ít nhất trong tiết diện chịu nén):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.6N)$$

Khi kéo (kéo đều dọc trục):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

trong đó:

ϕ_s là đường kính thanh thép lớn nhất được điều chỉnh;

ϕ_s^* là đường kính thanh thép lớn nhất nêu trong Bảng 7.2N;

h là chiều cao toàn bộ tiết diện;

h_{cr} là chiều cao của vùng kéo ngay trước khi nứt, có xét đến các giá trị đặc trưng của ứng suất trước và lực dọc trục dưới tác dụng của tổ hợp các tác động tựa thường xuyên;

d chiều cao hữu hiệu tính đến trọng tâm lớp cốt thép ngoài cùng.

Khi toàn bộ tiết diện đều chịu kéo, $(h - d)$ là khoảng cách tối thiểu từ trọng tâm của lớp cốt thép đến bề mặt bê tông (xét tại mỗi bề mặt khi cốt thép không đặt đối xứng).

Bảng 7.2N - Đường kính thanh thép lớn nhất φ_s^* để kiểm soát vết nứt¹

Ứng suất trong cốt thép ² [MPa]	Kích cỡ lớn nhất của thanh thép [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—
¹⁾ Các giá trị trong bảng dựa trên các giả thiết sau đây: $c = 25 \text{ mm}$; $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$; $h_{cr} = 0,5h$; $(h - d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ và $k_4 = 1,0$. ²⁾ Dưới tác dụng của các tổ hợp tác động thích hợp.			

Bảng 7.3N - Khoảng cách lớn nhất giữa các thanh thép để kiểm soát vết nứt¹

Ứng suất trong cốt thép ² [MPa]	Khoảng cách lớn nhất giữa các thanh thép [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—
CHÚ THÍCH: Các chú thích xem Bảng 7.2N.			

(3) Dầm có chiều cao tổng cộng lớn hơn hoặc bằng 1000 mm, trong đó cốt thép chủ tập trung chỉ ở một phần nhỏ chiều cao tiết diện, cần bố trí bổ sung cốt thép ở sát mặt bên để không chế vết nứt trên các mặt bên của dầm. Cốt thép này cần phân bố đều giữa cao độ cốt thép chịu kéo và trục trung hòa, và phải đặt ở trong các cốt thép đai. Diện tích cốt thép ở sát bề mặt không nên nhỏ hơn diện tích cốt thép xác định theo 7.3.2 (2) với $k = 0,5$ và $\sigma_s = f_{yk}$. Khoảng cách và kích cỡ các thanh thép có thể lấy theo 7.3.4 hoặc đơn giản hóa thích hợp theo giả thiết kéo thuần túy và ứng suất trong cốt thép bằng một nửa giá trị tính toán cho cốt thép chủ chịu kéo.

(4) Cần lưu ý rằng có các nguy cơ cụ thể về các vết nứt rộng xảy ra trong các tiết diện có sự thay đổi ứng suất một cách đột ngột, ví dụ như:

- tại vị trí thay đổi tiết diện;
- gần tải trọng tập trung;
- các vị trí cắt cốt thép;
- các vùng có ứng suất bám dính cao, đặc biệt là tại các đầu của mối nối chồng.

Cần thận trọng tại các vùng như vậy nhằm giảm thiểu sự thay đổi ứng suất khi có thể. Tuy nhiên, các quy định về kiểm soát vết nứt nêu ở trên thông thường sẽ đảm bảo kiểm soát đầy đủ tại các điểm nếu đáp ứng được các quy định cấu tạo cốt thép nêu trong Điều 8 và 9.

(5) Các vết nứt do hệ quả của các tác động tiếp tuyến có thể giả thiết là đảm bảo được kiểm soát đủ nếu tuân thủ các quy định nêu trong 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 và 9.4.3.

7.3.4 Tính toán bề rộng vết nứt

(1) Bề rộng vết nứt w_k có thể tính toán theo biểu thức (7.8):

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

trong đó:

$s_{r,max}$ là khoảng cách lớn nhất giữa các vết nứt;

ε_{sm} là biến dạng trung bình trong cốt thép dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thích hợp, bao gồm ảnh hưởng của biến dạng cưỡng bức và có kể đến hiệu ứng tăng cường khi kéo. Chỉ biến dạng bổ sung khi kéo nằm ngoài trạng thái biến dạng bằng không (0) của bê tông tại cùng một cao độ là được xem xét;

ε_{cm} là biến dạng trung bình của bê tông giữa các vết nứt.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ có thể tính toán theo biểu thức:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

trong đó:

σ_s là ứng suất trong cốt thép chịu kéo với giả thiết tiết diện không có vết nứt. Đối với các cấu kiện ứng suất trước, σ_s được thay bằng $\Delta\sigma_p$ là ứng suất thay đổi trong thanh căng từ trạng thái biến dạng của bê tông bằng không (0) tại cùng một cao độ;

α_e là tỷ số E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A_p') / A_{c,eff} \quad (7.10)$$

A_p' và $A_{c,eff}$ được định nghĩa trong 7.3.2 (3);

ξ_1 theo biểu thức (7.5);

k_t là hệ số phụ thuộc vào thời gian tác động của tải trọng:

$k_t = 0,6$ đối với tải trọng ngắn hạn;

$k_t = 0,4$ đối với tải trọng dài hạn.

(3) Trong các tình huống cốt thép bám dính được cố định một cách hợp lý gần tâm của vùng kéo (khoảng cách $\leq 5(c + \phi/2)$), khoảng cách lớn nhất cuối cùng giữa các vết nứt có thể tính toán theo biểu thức (7.11) (xem Hình 7.2).

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varphi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

trong đó:

φ là đường kính thanh thép. Khi sử dụng các thanh thép có đường kính không giống nhau trên tiết diện, cần sử dụng đường kính tương đương φ_{eq} . Đối với tiết diện có n_1 thanh với đường kính φ_1 và n_2 thanh với đường kính φ_2 , cần sử dụng biểu thức sau đây:

$$\varphi_{eq} = \frac{n_1 \varphi_1^2 + n_2 \varphi_2^2}{n_1 \varphi_1 + n_2 \varphi_2} \quad (7.12)$$

c là chiều dày lớp bảo vệ cốt thép dọc;

k_1 là hệ số tính đến các tính chất bám dính của cốt thép bám dính:

$= 0,8$ đối với cốt thép bám dính cao;

$= 1,6$ đối với cốt thép có bề mặt nhẵn (ví dụ như thanh căng ứng suất trước);

k_2 là hệ số kể đến sự phân bố ứng suất:

$= 0,5$ đối với uốn;

$= 1,0$ đối với kéo thuần túy;

Đối với các trường hợp chịu kéo lệch tâm hoặc đối với các vùng cục bộ, cần sử dụng các giá trị trung gian k_2 được tính toán từ quan hệ:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1) \quad (7.13)$$

Khi ε_1 lớn hơn và ε_2 nhỏ hơn, biến dạng kéo tại các biên tiết diện đang xét được đánh giá trên cơ sở tiết diện có vết nứt.

CHÚ THÍCH: Các giá trị k_3 và k_4 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị tương ứng là 3,4 và 0,425.

Khi khoảng cách giữa các thanh thép bám dính lớn hơn $5(c+\phi/2)$ (xem Hình 7.2) hoặc khi không có cốt thép bám dính nằm trong vùng kéo, cận trên cho chiều rộng vết nứt có thể tìm được bằng cách giả thiết khoảng cách lớn nhất giữa các vết nứt:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (7.14)$$

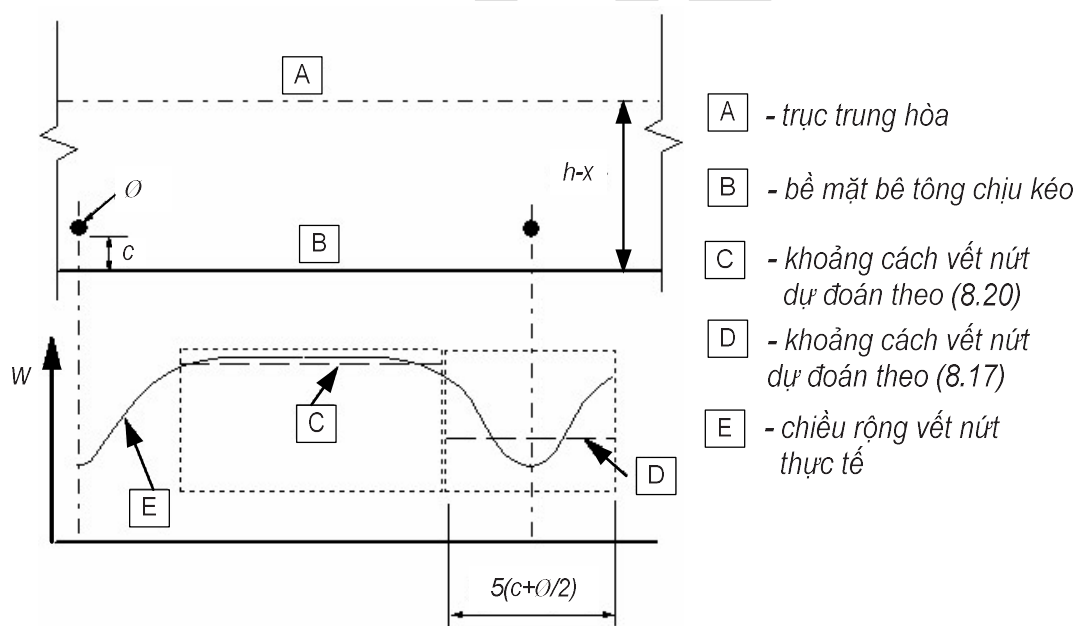
(4) Khi góc giữa các trục ứng suất chính và hướng của cốt thép có độ lớn đáng kể ($>15^\circ$), đối với cấu kiện bố trí cốt thép theo hai hướng trục giao, khoảng cách giữa các vết nứt $s_{r,max}$ có thể tính toán từ biểu thức sau đây:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

trong đó:

θ là góc giữa cốt thép theo hướng y và hướng của ứng suất kéo chính;

$s_{r,max,y}$ và $s_{r,max,z}$ là các khoảng cách giữa các vết nứt được tính toán tương ứng theo các hướng y và z theo 7.3.4 (3).



Hình 7.2 – Bề rộng vết nứt w tại bề mặt bê tông so với khoảng cách từ thanh thép

(5) Đối với tường chịu co ngót nhiệt sớm, khi diện tích cốt thép ngang A_s không thỏa mãn theo yêu cầu của 7.3.2 và khi chân tường bị ngàm vào đáy được đổ từ trước, $s_{r,max}$ có thể giả thiết bằng 1,3 lần chiều cao của tường.

CHÚ THÍCH: Khi sử dụng các phương pháp đơn giản hóa để tính toán bề rộng vết nứt, các phương pháp này cần dựa trên các tính chất nêu trong tiêu chuẩn này hoặc được chứng minh bằng các thí nghiệm.

7.4 Kiểm soát độ võng

7.4.1 Các xem xét chung

- (1)P Biến dạng của cấu kiện hoặc kết cấu không được ảnh hưởng bất lợi đến chức năng chính hoặc bề ngoài của cửa kết cấu, cấu kiện.
- (2) Cần thiết lập các giá trị giới hạn thích hợp về độ võng có tính đến bản chất tự nhiên của kết cấu, của các lớp hoàn thiện, các vách ngăn và các vật cố định và theo chức năng của kết cấu.
- (3) Biến dạng không nên vượt quá biến dạng có thể tiếp nhận được từ các cấu kiện được liên kết khác như các vách ngăn, vách kính, tường bao che, các lớp hoàn thiện. Trong một số trường hợp, giới hạn có thể được yêu cầu để đảm bảo cho chức năng chính của kết cấu đỡ máy móc và thiết bị, hoặc nhằm tránh tạo ra vùng trũng trên mái phẳng.

CHÚ THÍCH: Các độ võng giới hạn nêu trong (4) và (5) dưới đây lấy theo ISO 4356, nói chung chúng thỏa mãn tính năng của kết cấu nhà như nhà ở, văn phòng, nhà công cộng hoặc các nhà máy. Cần thận trọng để đảm bảo rằng các giới hạn thích hợp đối với kết cấu vách ngăn đang xét là các yêu cầu không đặc biệt. Các thông tin thêm về độ võng và các giá trị giới hạn có thể tìm được trong ISO 4356.

- (4) Biểu hiện bên ngoài và chức năng chung của kết cấu có thể bị suy giảm khi độ võng xác định bằng tính toán của dầm, bản sàn hoặc côngxôn chịu tải trọng tựa-thường xuyên vượt quá giá trị nhíp/250. Độ võng này được đánh giá so với các gối tựa. Có thể sử dụng độ võng trước nhằm bù một phần hoặc toàn bộ độ võng, nhưng độ võng lên bất kỳ trong ván khuôn nói chung không nên vượt quá giá trị nhíp/250.
- (5) Cần giới hạn các độ võng có thể gây hư hỏng cho các bộ phận kết cấu liền kề. Thông thường, đối với độ võng sau khi thi công, giá trị nhíp/500 là giới hạn thích hợp đối với các tải trọng tựa-thường xuyên. Các giới hạn khác có thể được xem xét và phụ thuộc vào mức độ nhạy cảm của các bộ phận liền kề.
- (6) Trạng thái giới hạn của biến dạng có thể được kiểm tra bởi:
 - giới hạn tỷ số nhíp/chiều cao tiết diện, lấy theo 7.4.2, hoặc
 - so sánh độ võng tính toán theo 7.4.3 với giá trị giới hạn.

CHÚ THÍCH: Biến dạng thực tế có thể khác với giá trị ước tính, đặc biệt là nếu giá trị của mô men tác dụng gần với mô men gây nứt. Sự sai khác này sẽ phụ thuộc vào sự phân tán của các tính chất vật liệu, vào các điều kiện môi trường, vào quá trình chất tải, vào sự ngăn cản biến dạng tại gối tựa, điều kiện đất nền, v.v...

7.4.2 Các trường hợp có thể bỏ qua tính toán

- (1)P Nói chung, không cần thiết tính toán độ võng một cách chính xác mà sử dụng các quy định đơn giản, ví dụ như có thể thiết lập các giới hạn tỷ số nhíp/chiều cao tiết diện là đủ để tránh các vấn đề độ võng trong các trường hợp thông thường. Việc kiểm tra chính xác hơn sẽ cần thiết đối với các cấu kiện nằm ngoài các giới hạn nêu trên, hoặc thích hợp khi các giới hạn độ võng khác với các giới hạn ẩn trong các phương pháp đơn giản hóa.

(2) Nếu các dầm hoặc bản sàn bê tông cốt thép trong công trình nhà có kích thước tuân thủ các giới hạn về tỷ số nhịp trên chiều cao tiết diện nêu trong điều khoản này, độ võng của chúng có thể xem như không vượt quá các giới hạn đã nêu trong 7.4.1 (4) và (5). Giới hạn tỷ số nhịp/chiều cao tiết diện có thể tính toán theo các biểu thức (7.16.a) và (7.16.b) và nhân với các hệ số hiệu chỉnh nhằm kể đến loại cốt thép được sử dụng và các biến số khác. Không có sự cho phép nào được thực hiện đối với bất kỳ sự thay đổi trước nào trong các Biểu thức này.

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{nếu } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{nếu } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

trong đó:

L/d là giới hạn tỷ số nhịp/chiều cao tiết diện;

K là hệ số tính đến các hệ kết cấu khác nhau;

ρ_0 là hàm lượng cốt thép tham chiếu $= 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

ρ là hàm lượng cốt thép chịu kéo yêu cầu tại giữa nhịp để chịu mô men do tải trọng thiết kế gây ra (tại gối tựa đối với công xôn);

ρ' là hàm lượng cốt thép chịu nén yêu cầu tại giữa nhịp để chịu mô men do tải trọng thiết kế gây ra (tại gối tựa đối với công xôn);

f_{ck} tính theo đơn vị MPa.

Các biểu thức (7.16.a) và (7.16.b) được suy ra dựa trên giả thiết ứng suất trong cốt thép dưới tác dụng của tải trọng thiết kế thích hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng tại tiết diện bị nứt ở vị trí giữa nhịp của dầm hoặc của bản sàn, hoặc tại gối tựa công xôn là 310 MPa, (tương ứng với khoảng $f_{yk} = 500$ MPa).

Khi sử dụng các mức độ ứng suất khác, các giá trị tính được từ biểu thức (7.16) phải nhân với $310/\sigma_s$. Thông thường, sẽ thiên về an toàn khi giả thiết:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}} \quad (7.17)$$

trong đó:

σ_s là ứng suất trong cốt thép chịu kéo tại giữa nhịp (tại gối tựa đối với công xôn) dưới tác dụng của tải trọng thiết kế ở trạng thái giới hạn sử dụng;

$A_{s,prov}$ là diện tích cốt thép bố trí tại tiết diện này;

$A_{s,req}$ là diện tích cốt thép yêu cầu tại tiết diện này đối với trạng thái giới hạn cực hạn.

Đối với tiết diện có cánh, khi tỷ số chiều rộng cánh trên chiều rộng bụng lớn hơn 3, các giá trị L/d tính được từ biểu thức (7.16) phải nhân với 0,8.

Đối với dầm và bản sàn (không phải là sàn phẳng) với nhịp lớn hơn 7m, đỡ các vách ngăn và có thể bị hư hỏng do độ võng quá lớn, thì các giá trị của tỷ số L/d tính theo biểu thức (7.16) cần được nhân với $7/L_{eff}$ (L_{eff} tính bằng m, xem 5.3.2.2 (1)).

Đối với bản sàn phẳng có nhịp lớn hơn vượt quá 8,5 m, đỡ các vách ngăn có khả năng bị hư hỏng do độ võng vượt quá, các giá trị L/d tính theo biểu thức (7.16) cần được nhân với $8,5/L_{eff}$ (L_{eff} tính bằng m).

CHÚ THÍCH: Các giá trị K sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị K được cho trong Bảng 7.4N. Các giá trị được xác định theo biểu thức (7.16) đối với các trường hợp chung (C30/37, $\sigma_s = 310$ MPa, các hệ kết cấu khác nhau và hàm lượng cốt thép $\rho = 0,5\%$ và $\rho = 1,5\%$) cũng được cho trong bảng này.

Bảng 7.4N - Các tỷ số cơ sở nhịp/chiều cao tiết diện đối với các cấu kiện bê tông cốt thép không có lực nén dọc trục

Hệ kết cấu	K	Ứng suất cao trong bê tông $\rho = 1,5\%$	Ứng suất thấp trong bê tông $\rho = 0,5\%$
Dầm kê đơn giản; bản sàn một hoặc hai phương kê đơn giản	1,0	14	20
Nhịp biên của dầm liên tục hoặc bản sàn liên tục một phương hoặc bản sàn liên tục hai phương trên một cạnh dài	1,3	18	26
Nhịp bên trong của dầm hoặc bản sàn một hoặc hai phương	1,5	20	30
Bản sàn không dầm kê trên các cột (bản sàn phẳng) (dựa trên nhịp dài hơn)	1,2	17	24
Dầm liên tục	0,4	6	8
CHÚ THÍCH 1: Các giá trị được lựa chọn nói chung thiên về an toàn và việc tính toán thường xuyên cho thấy các cấu kiện mỏng hơn là có thể được.			
CHÚ THÍCH 2: Đối với các bản sàn hai phương, việc kiểm tra phải thực hiện trên cơ sở nhịp ngắn hơn. Đối với bản sàn phẳng, phải kiểm tra theo nhịp dài hơn.			
CHÚ THÍCH 3: Các giới hạn dành cho bản sàn phẳng phù hợp với giới hạn ít khắt khe hơn độ võng ở vị trí giữa nhịp so với các cột và bằng nhịp/250. Kinh nghiệm cho thấy giới hạn trên hoàn toàn thỏa mãn.			

Các giá trị cho Biểu thức (7.16) và Bảng 7.4N được rút ra từ các kết quả của một nghiên cứu tham số được thực hiện cho một loạt các dầm hoặc các sàn nhịp đơn giản với tiết diện hình chữ nhật, sử dụng cách tiếp cận chung cho trong 7.4.3. Các giá trị khác nhau của cấp cường độ bê tông và cường độ chảy đặc trưng 500 MPa đã được xem xét. Đối với một diện tích cốt thép chịu kéo đã cho, mômen cực hạn được tính toán và tải trọng tựa thường xuyên được giả định là 50% của tổng tải trọng thiết kế tương ứng. Giới hạn của tỷ số nhịp/chiều cao thu được thỏa mãn độ võng giới hạn cho trong 7.4.1 (5).

7.4.3 Kiểm tra độ võng bằng tính toán

(1)P Khi việc tính toán được xem như là cần thiết, biến dạng phải được tính toán dưới tác dụng của các điều kiện tải trọng phù hợp với mục đích kiểm tra.

(2)P Phương pháp tính toán được chấp nhận phải đại diện được sự ứng xử thực của kết cấu dưới tác dụng của các tác động thích hợp nhằm tiếp cận chính xác với các đối tượng tính toán.

(3) Các cấu kiện không được kỳ vọng bị chất tải trên mức làm vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông ở bất cứ vị trí nào trong cấu kiện nên được xem như không nứt. Các cấu kiện được kỳ vọng bị nứt, nhưng có thể không nứt hoàn toàn, sẽ làm việc ở mức độ trung gian nào đó giữa các điều kiện không nứt và nứt hoàn toàn, và đối với các cấu kiện chủ yếu chịu uốn, việc dự báo đầy đủ sự ứng xử được cho trong biểu thức (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (7.18)$$

trong đó:

- α là thông số biến dạng đang xét, ví dụ có thể là biến dạng, độ cong hoặc góc xoay. (Để đơn giản, cũng có thể lấy α là độ võng – xem (6) ở dưới đây);
- α_I, α_{II} là các giá trị thông số tính toán tương ứng cho các điều kiện không nứt và nứt hoàn toàn;
- ζ là hệ số phân bố (cho phép tăng cứng khi kéo tại một tiết diện), xác định theo biểu thức (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ đối với các tiết diện không nứt;

β là hệ số tính đến ảnh hưởng của thời gian chất tải hoặc của chất tải lặp lại đến biến dạng trung bình:

$= 1,0$ đối với chất tải đơn ngắn hạn;

$= 0,5$ đối với tải trọng thường xuyên hoặc nhiều chu kỳ chất tải lặp;

σ_s là ứng suất trong cốt thép chịu kéo, được tính toán trên cơ sở tiết diện bị nứt;

σ_{sr} là ứng suất trong cốt thép chịu kéo, được tính toán trên cơ sở tiết diện bị nứt dưới tác dụng của các điều kiện tải trọng gây nứt đầu tiên.

CHÚ THÍCH: σ_{sr}/σ_s có thể thay thế bằng M_{cr}/M đối với uốn, hoặc N_{cr}/N đối với kéo thuần túy, trong đó M_{cr} là mô men gây nứt và N_{cr} là lực kéo gây nứt.

(4) Các biến dạng do tải trọng có thể được đánh giá bằng cách sử dụng cường độ chịu kéo và mô đun đàn hồi hiệu quả của bê tông (xem (5)).

Bảng 3.1 quy ước phạm vi các giá trị có thể có đối với cường độ chịu kéo. Nói chung, đánh giá tốt nhất cho ứng xử nếu sử dụng f_{ctm} . Khi có thể chứng minh được rằng không có ứng suất kéo dọc trục (ví dụ như các ứng suất đó do ảnh hưởng của co ngót và nhiệt độ gây ra), có thể sử dụng cường độ chịu kéo khi uốn $f_{ctm,fl}$ (xem 3.1.8).

(5) Đối với các tải trọng có quá trình gây ra từ biến, tổng biến dạng bao gồm từ biến có thể được tính toán bằng cách sử dụng mô đun đàn hồi hiệu quả của bê tông theo biểu thức (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

trong đó:

$\varphi(\infty, t_0)$ là hệ số từ biến thích hợp đối với tải trọng và khoảng thời gian (xem 3.1.4);

(6) Độ cong do co ngót có thể được đánh giá bằng biểu thức (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

trong đó:

$1/r_{cs}$ là độ cong do co ngót gây ra;

ε_{cs} là biến dạng do co ngót tự do (xem 3.1.4);

S là mô men tĩnh của diện tích cốt thép quanh trọng tâm tiết diện;

I là mô men quán tính của tiết diện;

α_e là tỷ số mô đun hiệu quả:

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}.$$

S và I cần được tính toán cho điều kiện không nứt và điều kiện nứt hoàn toàn, độ cong cuối cùng được tính toán bằng cách sử dụng biểu thức (7.18).

(7) Phương pháp tính toán độ võng chính xác nhất theo phương pháp nêu trong (3) ở trên là tính toán độ cong tại các tiết diện thường gặp dọc theo cấu kiện và sau đó tính toán độ võng bằng tích phân số. Trong đa số các trường hợp, chấp nhận việc tính toán độ võng hai lần, theo giả thiết cấu kiện không nứt và cấu kiện nứt hoàn toàn, và sau đó nội suy bằng biểu thức (7.18).

CHÚ THÍCH: Khi sử dụng phương pháp đơn giản tính toán độ võng, nên dựa trên các điều đã nêu trong tiêu chuẩn này hoặc được chứng minh bằng thí nghiệm.

8. CẤU TẠO CỐT THÉP VÀ THANH CĂNG ỨNG SUẤT TRƯỚC – TỔNG QUÁT

8.1 Quy định chung

(1)P Các quy định nêu trong Điều này áp dụng cho cốt thép gờ, lưới thép và thanh căng ứng suất trước chủ yếu chịu tải trọng tĩnh. Các quy định này có thể áp dụng cho các công trình nhà và cầu thông thường. Các quy định này có thể chưa đầy đủ đối với:

- các cấu kiện chịu tải trọng động gây ra bởi các hệ quả của động đất hoặc rung động của máy móc, tải trọng va đập và
- các cấu kiện sử dụng các thanh thép được sơn một cách đặc biệt, phủ epoxy hoặc mạ kẽm.

Các quy định được bổ sung thêm đối với các thanh thép có đường kính lớn.

(2)P Các yêu cầu liên quan đến chiều dày tối thiểu của lớp bê tông bảo vệ phải được thỏa mãn (xem 4.4.1.2).

(3) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, các quy định bổ sung được nêu ở Điều 11.

(4) Các quy định đối với kết cấu chịu tải trọng gây mỏi được nêu trong 6.8.

8.2 Khoảng cách cốt thép

(1)P Khoảng cách cốt thép phải là khoảng cách có thể đổ và đầm bê tông, thỏa mãn sự phát triển đầy đủ khả năng bám dính.

(2) Khoảng cách thông thủy (theo chiều ngang và chiều đứng) giữa các thanh cốt thép song song hoặc các lớp ngang của các thanh cốt thép song song không nên nhỏ hơn giá trị lớn nhất trong số $k_1 \times$ đường kính cốt thép, $(d_g + k_2 \text{ mm})$ hoặc 20 mm, trong đó d_g là kích thước lớn nhất của cốt liệu.

CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 và k_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị tương ứng là 1 mm và 5 mm.

(3) Khi các thanh cốt thép được bố trí thành các lớp nằm ngang riêng rẽ, các thanh cốt thép trên mỗi lớp nên có vị trí thẳng đứng trên lớp khác. Cần có đủ không gian giữa các cột do các thanh thép tạo thành nhằm cho phép máy rung tiếp cận và đầm tốt bê tông.

(4) Các cốt thép nối chồng có thể được phép sát nhau trên phạm vi chiều dài nối chồng. Để có thông tin chi tiết hơn, xem 8.7.

8.3 Đường kính trục uốn cho phép đối với cốt thép được uốn

(1)P Đường kính trục uốn tối thiểu của cốt thép phải sao cho tránh được các vết nứt trong cốt thép khi uốn và tránh được sự phá hoại bê tông ở bên trong chỗ uốn cốt thép.

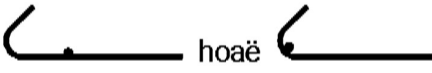
(2) Để tránh hư hỏng cốt thép, đường kính tối thiểu của trục uốn cốt thép không được nhỏ hơn $\phi_{m,min}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\phi_{m,min}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được nêu trong Bảng 8.1N.

Bảng 8.1N - Đường kính tối thiểu của trục uốn nhằm tránh hư hỏng cốt thép**a) Đối với thanh thép và sợi thép**

Đường kính thanh thép	Đường kính tối thiểu của trục uốn đối với đầu uốn, móc, đầu chữ U (xem Hình 8.1)
$\varphi \leq 16 \text{ mm}$	4φ
$\varphi > 16 \text{ mm}$	7φ

b) Đối với cốt thép uốn được hàn và lưới thép uốn sau khi hàn

Đường kính tối thiểu của trục uốn	
	
5φ	$d \geq 3\varphi : 5\varphi$ $d < 3\varphi$ hoặc hàn trong phạm vi vùng uốn cong: 20φ
CHÚ THÍCH: Kích cỡ trục uốn đối với trường hợp hàn trong phạm vi chỗ uốn cong phải giảm xuống 5φ khi hàn thực hiện theo EN ISO 17660.	

(3) Đường kính trục uốn không cần phải kiểm tra để tránh phá hoại bê tông nếu tồn tại các điều kiện sau:

- neo của thanh cốt thép không cần dài hơn 5φ qua đầu chỗ uốn hoặc là cốt thép không được bố trí ở mép (mặt phẳng uốn gần với mặt bê tông) và có thanh thép cắt ngang với đường kính $\geq \varphi$ bên trong chỗ uốn;
- đường kính trục uốn ít nhất bằng các giá trị nêu trong Bảng 8.1N.

Mặt khác, phải tăng đường kính trục uốn $\varphi_{m,min}$ theo biểu thức (8.1)

$$\varphi_{m,min} \geq F_{bt}((1/a_b) + 1/(2\varphi)) / f_{cd} \quad (8.1)$$

trong đó:

F_{bt} là lực kéo từ các tải trọng cực hạn trong cốt thép hoặc nhóm các cốt thép tiếp xúc nhau tại điểm bắt đầu uốn;

a_b đối với cốt thép đã cho (hoặc nhóm các cốt thép tiếp xúc nhau), là một nửa khoảng cách từ tâm đến tâm giữa các cốt thép (hoặc nhóm các cốt thép tiếp xúc nhau) theo hướng

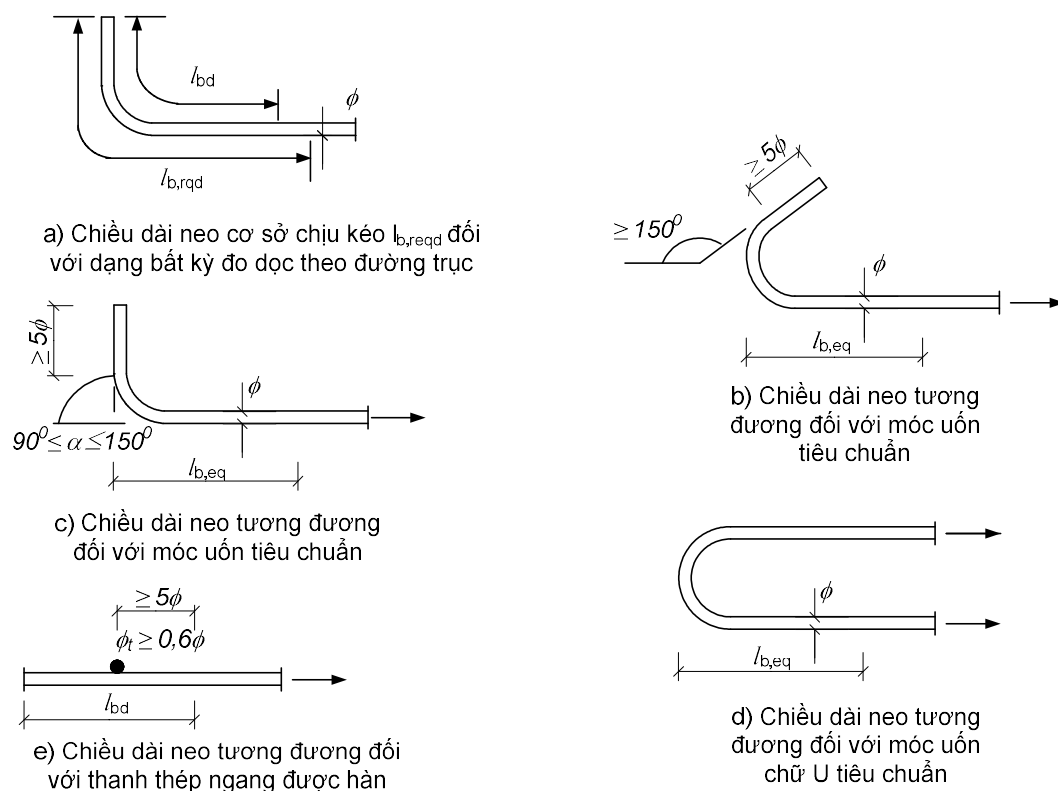
vuông góc với mặt phẳng uốn. Đối với cốt thép hoặc nhóm các cốt thép liền kề với bề mặt cấu kiện, a_b nên lấy bằng chiều dày lớp bảo vệ cộng với $\phi/2$.

Giá trị f_{cd} không được lấy lớn hơn giá trị dành cho bê tông cấp cường độ C55/67.

8.4 Neo cốt thép dọc

8.4.1 Quy định chung

- (1)P Các thanh cốt thép, sợi thép hoặc lưới thép hàn phải được neo sao cho lực bám dính được truyền vào bê tông một cách an toàn, tránh nứt dọc và bong vỡ bê tông. Nếu cần thiết, phải bố trí cốt thép ngang.
- (2) Các phương pháp neo được thể hiện trên Hình 8.1 (xem cùng 8.8 (3)).
- (3) Các đầu uốn và các móc không tham gia vào các neo chịu nén.
- (4) Cần tránh sự phá hoại bê tông bên trong các chỗ uốn cốt thép bằng sự tuân thủ 8.3 (3).
- (5) Khi sử dụng các mối nối cơ khí, các yêu cầu thí nghiệm cần tuân thủ tiêu chuẩn sản phẩm thích hợp hoặc theo ETA.
- (6) Đối với truyền các lực ứng suất trước lên bê tông, xem 8.10.



Hình 8.1 - Các phương pháp neo khác với cốt thép thẳng

8.4.2 Ứng suất bám dính cực hạn

- (1)P Cường độ bám dính cực hạn phải đủ để tránh sự phá hoại khả năng bám dính.
- (2) Giá trị thiết kế của ứng suất bám dính cực hạn f_{bd} đối với các thanh thép gờ có thể lấy bằng:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (8.2)$$

trong đó:

f_{ctd} là giá trị thiết kế của cường độ chịu kéo của bê tông theo 3.1.6 (2)P. Do sự tăng tính giòn của bê tông cường độ cao, $f_{ctk,0,05}$ nên được giới hạn đến giá trị dùng cho C60/75, trừ khi có thể kiểm tra được cường độ bám dính trung bình tăng lên trên giới hạn này;

η_1 là hệ số liên quan đến chất lượng điều kiện bám dính và vị trí cốt thép khi đổ bê tông (xem Hình 8.2):

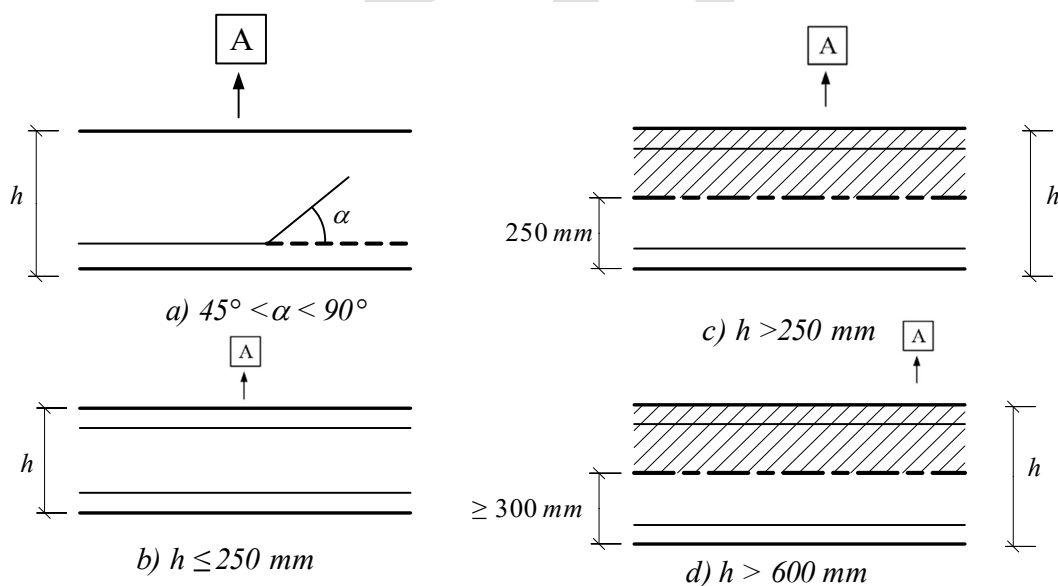
$\eta_1 = 1,0$ khi có điều kiện “tốt” và

$\eta_1 = 0,7$ đối với các trường hợp khác và đối với cốt thép trong kết cấu chịu lực được xây dựng theo phương pháp ván khuôn trượt, trừ khi có thể chứng minh được rằng có điều kiện “tốt”;

η_2 liên quan đến đường kính cốt thép:

$\eta_2 = 1,0$ đối với $\varphi \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \varphi)/100$ đối với $\varphi > 32 \text{ mm}$



A - hướng đổ bê tông

a) và b) là các điều kiện bám dính tốt đối với tất cả các thanh

c) và d) các vùng “gạch chéo” – các điều kiện bám dính kém; các vùng “không gạch chéo” – các điều kiện bám dính tốt

Hình 8.2 - Mô tả điều kiện bám dính

8.4.3 Chiều dài neo cơ sở

- (1)P Tính toán yêu cầu chiều dài neo phải xét đến dạng thép và các tính chất của cốt thép.
- (2) Yêu cầu chiều dài neo cơ sở $L_{b,rqd}$ để neo lực $A_s\sigma_{sd}$ trong các cốt thép thẳng với giả thiết ứng suất bám dính không đổi bằng f_{pb} như sau:

$$L_{b,rqd} = (\phi / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

trong đó σ_{sd} là ứng suất thiết kế trong cốt thép tại vị trí bắt đầu đo chiều dài neo. Các giá trị f_{bd} được nêu trong 8.4.2.

- (3) Đối với các cốt thép có đầu uốn, chiều dài neo cơ sở $L_{b,rqd}$ và chiều dài neo thiết kế L_{bd} cần được đo dọc theo đường trục cốt thép (xem Hình 8.1a).
- (4) Khi các cặp sợi/thanh thép tạo thành các lưới thép hàn, đường kính ϕ trong biểu thức (8.3) phải thay thế bằng đường kính tương đương $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

8.4.4 Chiều dài neo thiết kế

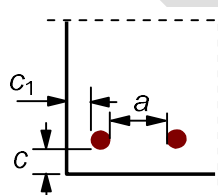
- (1) Chiều dài neo thiết kế L_{bd} bằng:

$$L_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5L_{b,rqd} \geq L_{b,min} \quad (8.4)$$

trong đó $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ và α_5 là các hệ số nêu trong Bảng 8.2.

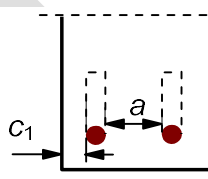
α_1 tính đến ảnh hưởng của dạng với giả thiết đủ chiều dày lớp bảo vệ (xem Hình 8.1);

α_2 tính đến ảnh hưởng của chiều dày tối thiểu lớp bê tông bảo vệ (xem Hình 8.3);



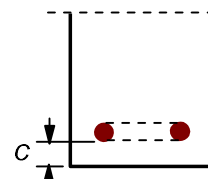
a) Thanh thép thẳng

$$c_d = \min(a/2; c_1; c)$$



b) Thanh thép có đầu uốn

$$c_d = \min(a/2; c_1)$$



c) Thanh thép có đầu uốn chữ U

$$c_d = c$$

Hình 8.3 - Các giá trị c_d đối với dầm và bản sàn

α_3 tính đến ảnh hưởng của hiệu ứng bó bởi cốt thép ngang;

α_4 tính đến ảnh hưởng của một hoặc nhiều thanh thép ngang hàn ($\phi_t > 0,6\phi$) dọc theo chiều dài neo thiết kế l_{bd} (xem cùng 8.6);

α_5 tính đến ảnh hưởng của áp lực đi ngang mặt phẳng nứt tách dọc theo chiều dài neo thiết kế;

$$\text{Tích số } (\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0,7 \quad (8.5)$$

$L_{b,rqd}$ lấy theo biểu thức (8.3);

$L_{b,min}$ là chiều dài neo tối thiểu nếu không áp dụng giới hạn khác:

$$\text{đối với neo chịu kéo: } L_{b,min} \geq \max\{0, 3L_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\} \quad (8.6)$$

$$\text{đối với neo chịu nén: } L_{b,min} \geq \max\{0, 6L_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\} \quad (8.7)$$

(2) Đơn giản thay cho 8.4.4 (1), neo chịu kéo với các dạng thể hiện trên Hình 8.1 có thể được quy định bằng chiều dài neo tương đương $L_{b,eq}$. $L_{b,eq}$ được định nghĩa như trên Hình 8.1 này và có thể lấy bằng:

- α_1 . $L_{b,rqd}$ đối với các dạng thể hiện trên Hình 8.1b đến 8.1d (xem Bảng 8.2 cho các giá trị α_1);
- α_4 . $L_{b,rqd}$ đối với các dạng thể hiện trên Hình 8.1e (xem Bảng 8.2 cho các giá trị α_4).

trong đó:

α_1 và α_4 được định nghĩa trong (1);

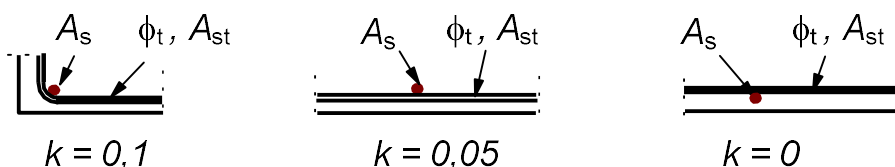
$L_{b,rqd}$ được tính toán theo biểu thức (8.3).

Bảng 8.2 - Các giá trị của các hệ số α_1 , α_2 , α_3 , α_4 và α_5

Yếu tố ảnh hưởng	Dạng neo	Thanh cốt thép	
		Chịu kéo	Chịu nén
Dạng thanh thép	Thẳng	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Khác với dạng thẳng (xem Hình 8.1(b), (c) và (d))	$\alpha_1 = 0,7$ nếu $c_d > 3\phi$ ngược lại $\alpha_1 = 1,0$ (xem Hình 8.3 đối với c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Lớp bảo vệ	Thẳng	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Khác với dạng thẳng (xem Hình 8.1(b), (c) và (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (xem Hình 8.3 đối với c_d)	$\alpha_2 = 1,0$

Bảng 8.2 (kết thúc)

Sự bó bởi cốt thép ngang không hàn với cốt thép chủ	Tất cả các dạng	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Sự bó bởi cốt thép ngang hàn*	Tất cả các dạng, vị trí và kích cỡ như trên Hình 8.1(e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Sự bó bởi áp lực ngang	Tất cả các dạng	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
Trong đó: $\lambda = (\sum A_{st} - \sum_{st,min}) / A_s$ ΣA_{st} là diện tích tiết diện của cốt thép ngang dọc theo chiều dài neo tính toán L_{bd} $\Sigma A_{st,min}$ là diện tích tiết diện của cốt thép ngang tối thiểu $= 0,25A_s$ đối với dầm; $= 0$ đối với bản sàn A_s là diện tích của thanh neo đơn với đường kính lớn nhất K là giá trị lấy theo Hình 8.4 p là áp lực ngang (Mpa) ở trạng thái giới hạn cực hạn dọc theo L_{bd} * xem cùng 8.6: Đối với các gối tựa trực tiếp, có thể lấy nhỏ hơn $L_{b,min}$, nếu có ít nhất 1 sợi thép ngang hàn trong phạm vi gối tựa. Sợi thép này phải cách mặt gối tựa ít nhất 15 mm			

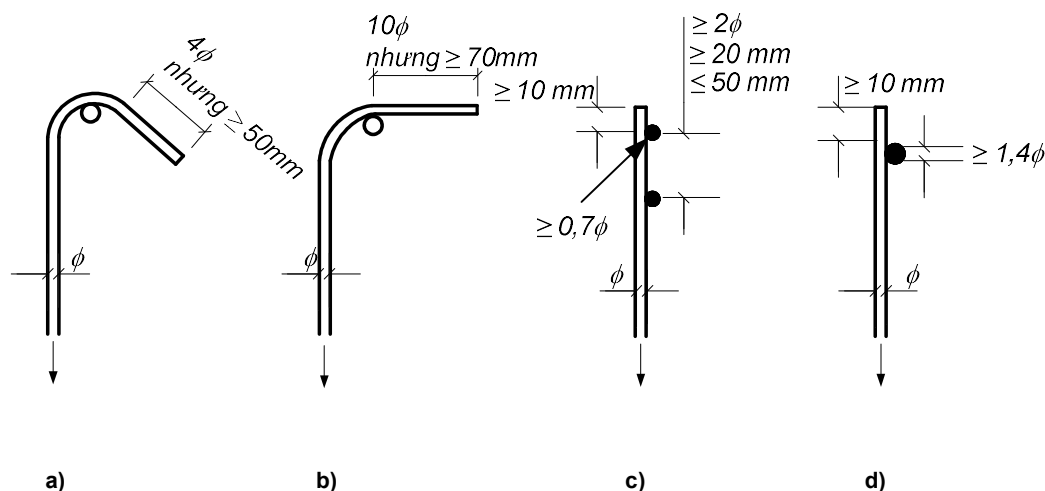


Hình 8.4 - Các giá trị K đối với dầm và bản sàn

8.5 Neo cốt thép đai và cốt thép chịu cắt

- (1) Neo của đai móc và cốt thép chịu cắt có thể phát huy hiệu quả bằng các đầu uốn và đầu móc hoặc bằng cốt thép ngang hàn. Thanh thép cần được bố trí bên trong móc và đầu uốn.
- (2) Neo cần phù hợp với Hình 8.5. Hàn cần được thực hiện theo EN ISO 17660 và phải có khả năng chịu lực của mỗi hàn phù hợp với 8.6 (2).

CHÚ THÍCH: Để định nghĩa góc uốn, xem Hình 8.1.

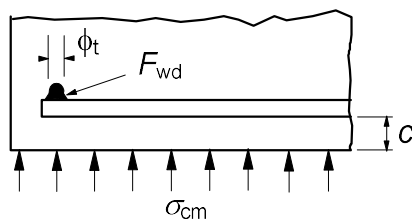


CHÚ THÍCH: Đối với c) và d), chiều dày lớp bảo vệ không nên nhỏ hơn 3ϕ hoặc 50 mm.

Hình 8.5 - Neo của cốt thép đai

8.6 Neo bằng các thanh thép hàn

(1) Neo bổ sung cho các loại neo của 8.4 và 8.5 có thể bằng các thanh thép ngang hàn (xem Hình 8.6) chịu lực trong bê tông. Chất lượng của các mối nối hàn phải được chứng minh là đảm bảo.



Hình 8.6 - Thanh thép ngang hàn làm cơ cấu neo

(2) Khả năng chịu neo của một thanh thép ngang (đường kính 14 mm đến 32 mm) được hàn về bên trong thanh thép chủ là F_{btd} . Trong biểu thức (8.3), có thể giảm σ_{sd} bằng F_{btd}/A_s , trong đó A_s là diện tích của thanh thép.

CHÚ THÍCH: Giá trị F_{btd} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được xác định từ:

$$F_{btd} = L_{td} \phi_t \sigma_{td} \text{ nhưng không lớn hơn } F_{wd} \quad (8.8N)$$

trong đó:

F_{wd} là cường độ chịu cắt thiết kế của mối hàn (được quy định bằng hệ số được nhân với $A_s f_{yd}$; như $0,5 A_s f_{yd}$, trong đó A_s là diện tích tiết diện ngang của thanh thép neo và f_{yd} là cường độ chảy dẻo thiết kế);

L_{td} là chiều dài thiết kế của thanh thép ngang: $L_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq L_t$;

L_t là chiều dài thanh thép ngang, nhưng không lớn hơn khoảng cách của các thanh thép được neo;

ϕ_t là đường kính thanh thép ngang;

σ_{td} là ứng suất trong bê tông; $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/\gamma \leq 3f_{cd}$;

TCVN X1992-1-1:202X

- σ_{cm} là ứng suất nén trong bê tông vuông góc với cả hai thanh thép (giá trị trung bình, dương khi nén);
- y là hàm: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;
- x là hàm tính đến hình học: $x = 2(c/\varphi_t) + 1$;
- c là lớp bê tông bảo vệ vuông góc với cả hai thanh thép.

(3) Nếu hai thanh thép có cùng kích cỡ được hàn trên các phía đối diện của thanh thép được neo, khả năng (neo) được tính toán từ 8.6 (2) có thể được nhân đôi nếu lớp bảo vệ thanh thép ngoài cùng tuân thủ Điều 4.

(4) Nếu hai thanh thép được hàn về cùng một phía với khoảng cách tối thiểu 3φ , khả năng (neo) cần được nhân với hệ số 1,41.

(5) Đối với thanh thép có đường kính danh định nhỏ hơn hoặc bằng 12 mm, khả năng chịu neo của thanh hàn chữ thập phụ thuộc chủ yếu vào cường độ thiết kế của mối hàn. Có thể tính toán như sau:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l \quad (8.9)$$

trong đó:

- F_{wd} là cường độ chịu cắt thiết kế của mối hàn (xem 8.6 (2));
- ϕ_t là đường kính danh định của thanh thép ngang: $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$;
- ϕ_l là đường kính danh định của thanh thép được neo: $\phi_l \leq 12 \text{ mm}$.

Nếu sử dụng hai thanh thép hàn chữ thập với khoảng cách tối thiểu bằng φ_t , khả năng chịu neo theo biểu thức (8.9) cần được nhân với hệ số 1,41.

8.7 Nối chồng và nối cơ khí

8.7.1 Quy định chung

- (1)P Lực truyền từ thanh thép này sang thanh thép khác bằng:
- nối chồng các thanh thép, có hoặc không có đầu uốn hoặc móc;
 - hàn;
 - bộ nối cơ khí đảm bảo chỉ truyền lực trong vùng kéo-nén hoặc trong vùng nén.

8.7.2 Mối nối chồng

- (1)P Chi tiết cấu tạo mối nối chồng giữa các thanh thép phải:
- đảm bảo truyền các lực từ một thanh thép sang thanh thép kế tiếp;
 - không xảy ra bong vỡ bê tông trong vùng gần mối nối;
 - không xảy ra vết nứt lớn ảnh hưởng đến tính năng kết cấu.
- (2) Mối nối chồng:

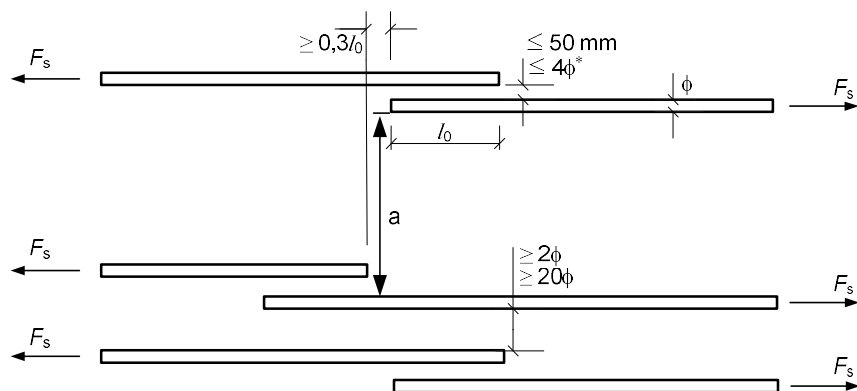
- thông thường, nối chồng giữa các thanh thép phải có sự so le nhau và không đặt ở vùng có mô men/lực lớn (ví dụ như khớp dể). Các ngoại lệ được nêu ở (4) dưới đây;
- thông thường, cần bố trí đối xứng tại bất kỳ đoạn nào.

(3) Bố trí các thanh thép nối chồng cần phù hợp với Hình 8.7:

- khoảng cách thông thủy giữa các thanh thép nối chồng không được lớn hơn 4ϕ hoặc 50 mm, ngược lại chiều dài nối chồng nên được tăng lên một đoạn dài bằng khoảng cách thông thủy khi khoảng cách này lớn hơn 4ϕ hoặc 50 mm;
- khoảng cách theo chiều dọc giữa hai mối nối chồng liền kề nhau không nên nhỏ hơn 0,3 lần chiều dài nối chồng L_0 ;
- trong trường hợp mối nối chồng liền kề nhau, khoảng cách thông thủy giữa các thanh thép liền kề nhau không nên nhỏ hơn 2ϕ hoặc 20 mm.

(4) Khi tuân thủ các quy định ở (3) nêu trên, có thể cho phép 100 % các thanh thép nối chồng trên cùng một lớp cốt thép. Khi các thanh thép nằm trên một vài lớp, tỷ lệ phần trăm trên nên được giảm xuống 50 %.

Tất cả các thanh thép chịu nén và cốt thép phụ (cấu tạo) có thể nối chồng trên một mặt cắt.



Hình 8.7 - Nối chồng liền kề nhau

8.7.3 Chiều dài nối chồng

(1) Chiều dài thiết kế của mỗi nối chồng:

$$L_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 L_{b,rqd} \geq L_{0,min} \quad (8.10)$$

trong đó:

$L_{b,rqd}$ được tính toán từ biểu thức (8.3);

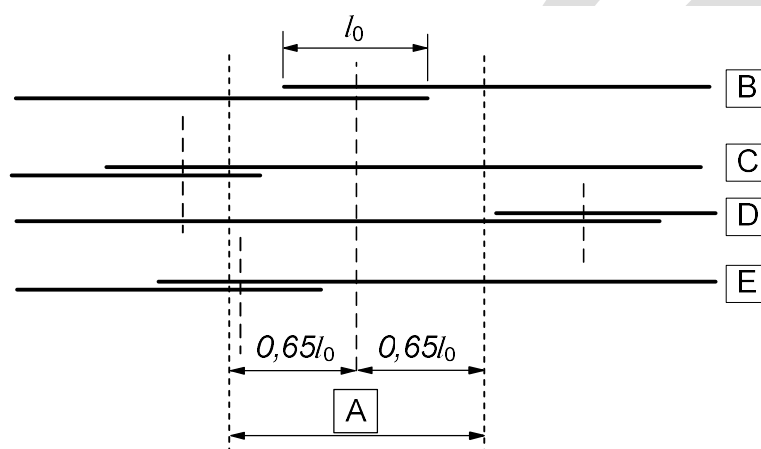
$$L_{0,min} \geq \max\{0,3\alpha_6 L_{b,rqd}; 15\phi; 200mm\} \quad (8.11)$$

Các giá trị α_1 , α_2 , α_3 và α_5 có thể lấy theo Bảng 8.2; tuy nhiên, để tính toán α_3 , $\Sigma A_{st,min}$ cần được lấy bằng $1,0A_s(\sigma_{sd}/f_{yd})$ với A_s = diện tích của một thanh thép nối chồng.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$, nhưng không lớn hơn 1,5 hoặc nhỏ hơn 1,0, trong đó ρ_1 là tỷ lệ phần trăm (%) cốt thép nổi chồng trong phạm vi $0,65L_0$ tính từ tâm của chiều dài nổi chồng đang xét (xem Hình 8.8). Giá trị α_6 cho trong Bảng 8.3.

Bảng 8.3 - Các giá trị hệ số α_6

Hàm lượng (%) cốt thép nổi chồng so với tổng diện tích tiết diện	< 0,25 %	33 %	50 %	> 50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
CHÚ THÍCH: Các giá trị trung gian có thể xác định bằng cách nội suy.				



A - tiết diện đang xét B - thanh thép I C - thanh thép II
D - thanh thép III E - thanh thép IV

Ví dụ: thanh thép II và III ở ngoài tiết diện đang xét: % = 50, $\alpha_6 = 1,4$

Hình 8.8 - Phần trăm (%) các thanh thép nổi chồng tại một đoạn nổi chồng

8.7.4 Cốt thép ngang trên vùng nổi chồng

8.7.4.1 Cốt thép ngang cho các thanh thép chịu kéo

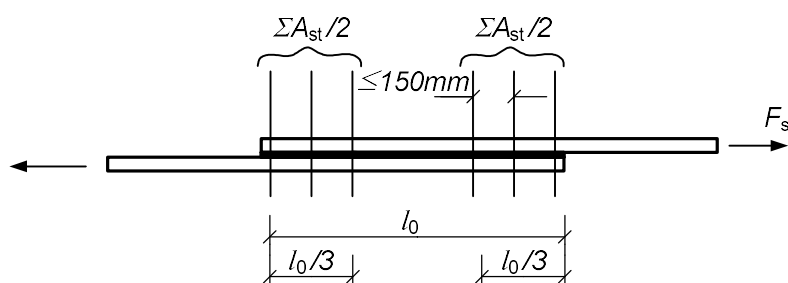
- (1) Cốt thép ngang được yêu cầu trong vùng nổi chồng để chịu các lực kéo ngang.
- (2) Khi đường kính φ của các thanh thép nổi chồng nhỏ hơn 20 mm, hoặc tỷ lệ phần trăm của các thanh thép nổi chồng trên một đoạn bất kỳ nhỏ hơn 25 %, cốt thép ngang hoặc đai móc cần thiết bố trí vì các lý do khác có thể giả thiết là đảm bảo chịu lực kéo ngang mà không cần chứng minh thêm.
- (3) Khi đường kính φ của các thanh thép nổi chồng lớn hơn hoặc bằng 20 mm, cốt thép ngang phải có tổng diện tích ΣA_{st} (tổng các nhánh song song với lớp cốt thép được nối) không nhỏ hơn diện tích A_s của một thanh thép nổi chồng ($\Sigma A_{st} \geq 1,0A_s$). Thanh cốt thép ngang phải đặt vuông góc với hướng cốt thép nổi chồng.

Nếu có hơn 50 % cốt thép được nối chồng tại một điểm và khoảng cách a giữa các mối nối chồng liền kề tại tiết diện $\leq 10\phi$ (xem Hình 8.7), cốt thép ngang cần được hình thành bằng đai móc hoặc các thanh thép chữ U neo vào thân của đoạn này.

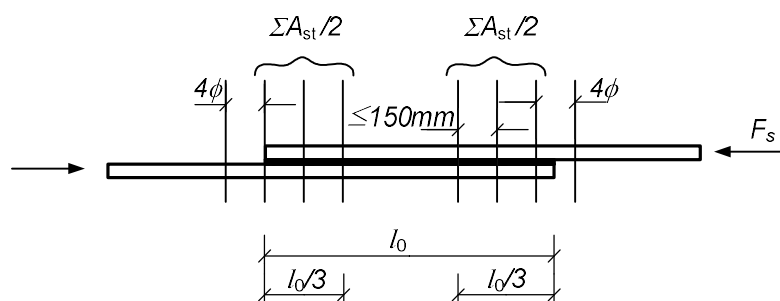
(4) Cốt thép ngang cho (3) nói trên cần được bố trí tại các đoạn nằm ngoài phần nối chồng như trên Hình 8.9 (a).

8.7.4.2 Cốt thép ngang cho các thanh thép thường xuyên chịu nén

(1) Bổ sung thêm cho các quy định dành cho các thanh thép chịu kéo, phải đặt một thanh thép ngang bên ngoài mỗi đầu đoạn chiều dài nối chồng và nằm trong phạm vi 4ϕ của các đầu đoạn chiều dài nối chồng (xem Hình 8.9b).



a) Các thanh thép chịu kéo



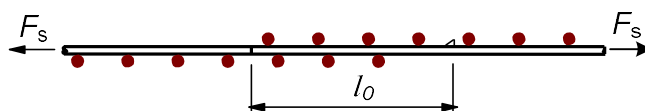
b) Các thanh thép chịu nén

Hình 8.9 - Cốt thép ngang cho mỗi nối chồng

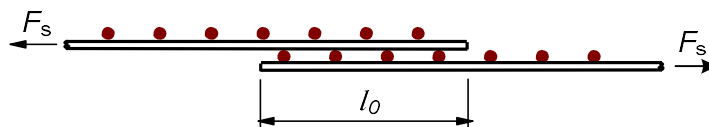
8.7.5 Nối chồng lưới thép hàn được làm từ các sợi thép gờ

8.7.5.1 Nối chồng cốt thép chủ

(1) Mỗi nối chồng có thể thực hiện bằng ghép hoặc chồng lớp các lưới thép (Hình 8.10).



a) Lưới thép ghép với nhau (tiết diện dọc)



b) Lưới thép chồng theo lớp (tiết diện dọc)

Hình 8.10 – Nối chồng lưới hàn

- (2) Khi xảy ra tải trọng gây mỏi, cần chấp nhận ghép lưới thép.
- (3) Đối với lưới thép ghép, bố trí nối chồng đối với các thanh thép chủ theo chiều dọc cần phù hợp với 8.7.2. Các ảnh hưởng có lợi của các thanh thép ngang có thể bỏ qua: vì vậy lấy $\alpha_3 = 1,0$.
- (4) Đối với lưới thép chồng theo lớp, nói chung các mối nối chồng của cốt thép chủ cần đặt trong vùng có ứng suất trong cốt thép được tính toán ở trạng thái giới hạn cực hạn không lớn hơn 80 % cường độ thiết kế.
- (5) Khi không đáp ứng được điều kiện (4) nêu trên, chiều cao hiệu quả của thép đối với tính toán khả năng chịu uốn theo 6.1 cần được áp dụng cho lớp thép xa nhất tính từ mặt chịu kéo. Hơn nữa, khi thực hiện kiểm tra vết nứt tiếp theo cho đầu mỗi nối chồng, ứng suất trong cốt thép sử dụng trong các Bảng 7.2 và 7.3 nên được tăng thêm 25 % do tính không liên tục tại các đầu mỗi nối chồng.
- (6) Tỷ lệ phần trăm (%) thép chủ có thể nối chồng tại tiết diện bất kỳ cần tuân thủ như sau:

Đối với lưới thép ghép, áp dụng các giá trị trong Bảng 8.3.

Đối với lưới thép chồng theo lớp, tỷ lệ phần trăm cho phép của cốt thép chủ có thể nối chồng tại tiết diện bất kỳ phụ thuộc vào diện tích tiết diện lưới thép hàn được bố trí $(A_s/s)_{\text{prov}}$, trong đó s là khoảng cách các sợi thép:

- 100 % nếu $(A_s/s)_{\text{prov}} \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$
- 60 % nếu $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$

Các mối nối của nhiều lớp phải so le nhau ít nhất 1, $3L_0$ (L_0 được xác định theo 8.7.3).

- (7) Cốt thép ngang bổ sung không cần thiết trong vùng nối chồng.

8.7.5.2 Nối chồng cốt thép phụ hoặc cấu tạo

- (1) Tất cả các thanh thép phụ có thể nối chồng tại cùng một vị trí.

Giá trị tối thiểu của chiều dài nối chồng L_0 được cho trong Bảng 8.4; chiều dài nối chồng của hai thanh thép phụ nên bao trùm hai thanh thép chủ.

Bảng 8.4 - Yêu cầu chiều dài nối chồng đối với lưới sợi thép hàn phụ

Đường kính của sợi thép phụ	Chiều dài nối chồng
-----------------------------------	---------------------

(mm)	
$\phi \leq 6$	≥ 150 mm; ít nhất có 1 bước sợi thép trong đoạn nối chồng
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 mm; ít nhất có 2 bước sợi thép
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 mm; ít nhất có 2 bước sợi thép

8.8 Các quy định bổ sung đối với các thanh thép có đường kính lớn

(1) Đối với các thanh thép có đường kính lớn hơn ϕ_{large} , các quy định sau đây bổ sung cho các quy định nêu trong 8.4 và 8.7.

CHÚ THÍCH: Giá trị ϕ_{large} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 32 mm.

(2) Khi sử dụng các thanh thép đường kính lớn này, việc kiểm soát có thể được đảm bảo bằng cách sử dụng cốt thép bố trí theo bề mặt (xem 9.2.4) hoặc bằng tính toán (xem 7.3.4).

(3) Lực kéo nứt tách lớn hơn và tác động kiểu chốt lớn hơn khi sử dụng các thanh thép có đường kính lớn. Các thanh thép này cần được neo bằng các cơ cấu cơ khí. Chúng có thể được neo bằng các thanh thép thẳng như là phương pháp thay thế, nhưng cần bố trí các cốt đai có móc như các cốt thép (cốt đai) tạo hiệu ứng bó.

(4) Nói chung, các thanh thép có đường kính lớn không nên nối chồng. Có các ngoại lệ trong các tiết diện với kích thước nhỏ nhất bằng 1,0 m hoặc khi ứng suất cốt thép không lớn hơn 80 % cường độ thiết kế cực hạn.

(5) Cốt thép ngang, bổ sung cho cốt thép chịu cắt, cần được bố trí trong vùng neo khi không có lực nén ngang.

(6) Đối với các đoạn chiều dài neo thẳng (xem Hình 8.11 đối với ký hiệu được sử dụng), cốt thép bổ sung tham chiếu theo (5) nói trên không nên nhỏ hơn:

– theo hướng song song với mặt chịu kéo:

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1 \quad (8.12)$$

– theo hướng vuông góc với mặt chịu kéo:

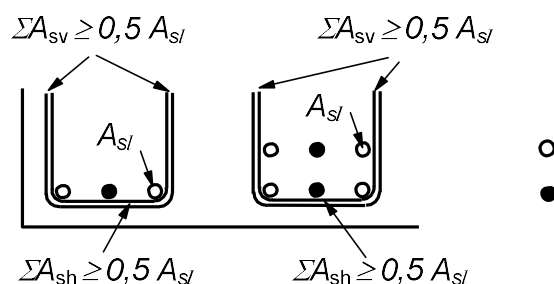
$$A_{sv} = 0,25A_s n_2 \quad (8.13)$$

trong đó:

A_s là diện tích tiết diện của thanh thép được neo;

n_1 là số lớp với các thanh thép được neo tại cùng một điểm trong cấu kiện;

n_2 là số thanh thép được neo trên mỗi lớp.



Hình 8.11 - Cốt thép bổ sung tại chỗ neo đối với các thanh thép có đường kính lớn, trong đó không có lực nén ngang

(7) Cốt thép ngang bổ sung cần được bố trí đều trong vùng neo và khoảng cách các thanh thép không nên lớn hơn 5 lần đường kính cốt thép dọc.

(8) Đối với cốt thép phân bố theo bề mặt, áp dụng 9.2.4, nhưng diện tích cốt thép phân bố theo bề mặt không được nhỏ hơn $0,01A_{ct,ext}$ theo hướng vuông góc với các thanh thép có đường kính lớn, và $0,02A_{ct,ext}$ theo hướng song song với các thanh thép đó.

8.9 Các thanh thép bó

8.9.1 Quy định chung

(1) Trừ khi có quy định khác, các quy định đối với các thanh thép đơn cũng được áp dụng cho bó các thanh thép. Trong bó, tất cả các thanh thép cần có cùng các đặc trưng (loại và cấp). Các thanh thép có đường kính khác nhau có thể được bó lại với nhau, nếu tỷ số các đường kính không lớn hơn 1,7.

(2) Trong thiết kế, bó thép được thay thế bằng thanh thép quy ước có cùng diện tích tiết diện và có cùng trọng tâm với bó thép. Đường kính tương đương ϕ_n của thanh thép quy ước là:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55mm \quad (8.14)$$

trong đó:

n_b là số các thanh thép trong bó, được giới hạn như sau:

$n_b \leq 4$ đối với các thanh thép đứng chịu nén và đối với các thanh thép trong mỗi nôi chông;

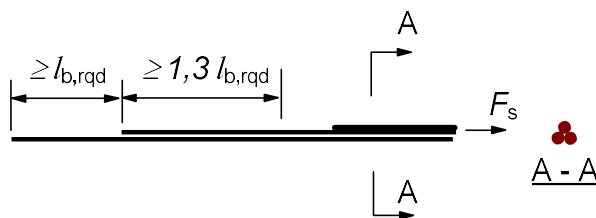
$n_b \leq 3$ đối với các trường hợp khác.

(3) Đối với bó thép, áp dụng các quy định nêu trong 8.2 cho khoảng cách giữa các thanh (các bó thép). Cần sử dụng đường kính tương đương ϕ_n , nhưng khoảng cách thông thủy giữa các bó thép phải đo từ đường bao ngoài thực tế của bó các thanh thép. Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần được đo từ đường bao thực tế của bó các thanh thép và không nên nhỏ hơn ϕ_n .

(4) Khi hai thanh thép được bố trí thành này tiếp xúc trên thanh kia và khi có điều kiện bám dính tốt, các thanh thép này không coi như là bó các thanh thép.

8.9.2 Neo của bó các thanh thép

(1) Bó các thanh thép chịu kéo có thể được cắt qua gối tựa biên và gối tựa trung gian. Các bó thép có đường kính tương đương < 32 mm có thể cắt gần gối tựa mà không cần thiết đối với các thanh thép so le. Các bó thép có đường kính tương đương ≥ 32 mm được neo gần gối tựa cần được bố trí so le theo phương dọc như trên Hình 8.12.



Hình 8.12 - Neo các thanh thép lớn so le trong bó thép

(2) Khi các thanh thép đơn được neo với khoảng cách so le lớn hơn $1,3L_{b,rqd}$ (trong đó $L_{b,rqd}$ dựa trên đường kính thanh thép), có thể sử dụng đường kính thanh thép để tính toán L_{bd} (xem Hình 8.12). Ngược lại, có thể sử dụng đường kính tương đương ϕ_n của bó các thanh thép.

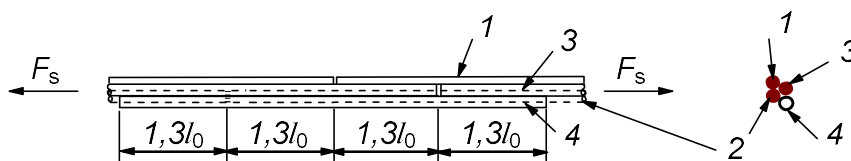
(3) Đối với neo chịu nén, các thanh thép được bó không cần thiết phải so le. Đối với các bó thép có đường kính tương đương ≥ 32 mm, phải bố trí ít nhất bốn cốt thép đai móc có đường kính ≥ 12 mm ở các đầu của bó thép. Các đai móc tiếp theo cần bố trí bên ngoài đầu các thanh thép bị cắt.

8.9.3 Nối chồng bó các thanh thép

(1) Chiều dài đoạn nối chồng phải được tính toán theo 8.7.3 bằng cách sử dụng ϕ_n (từ 8.9.1 (2)) như là đường kính tương đương của thanh thép.

(2) Đối với các bó thép gồm hai thanh thép với đường kính tương đương nhỏ hơn 32 mm, các thanh thép có thể nối chồng mà không phải đặt so le các thanh thép đơn. Trong trường hợp này, cần sử dụng đường kính thanh thép tương đương để tính toán L_0 .

(3) Đối với các bó thép gồm hai thanh thép với đường kính tương đương ≥ 32 mm hoặc ba thanh thép, các thanh thép đơn cần so le nhau theo chiều dọc ít nhất bằng $1,3L_0$ như trên Hình 8.13, trong đó L_0 dựa trên thanh thép đơn. Đối với trường hợp này, thanh thép № 4 được sử dụng như thanh thép nối chồng. Cần thận trọng để đảm bảo rằng không có nhiều hơn 4 thanh thép trên một tiết diện ngang nối chồng bất kỳ. Các bó thép có nhiều hơn 3 thanh thép không nên nối chồng.



Hình 8.13 - Mỗi nối chồng chịu kéo gồm bốn thanh thép

8.10 Thanh căng ứng suất trước

8.10.1 Bố trí thanh căng ứng suất trước và ống lồng

8.10.1.1 Quy định chung

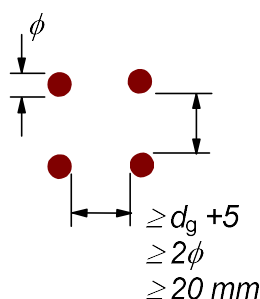
(1)P Khoảng cách giữa các ống lồng hoặc giữa các thanh căng theo phương pháp căng trước phải đảm bảo đáp ứng được yêu cầu đổ, đầm bê tông và phải đảm bảo phát huy đầy đủ khả năng bám dính giữa bê tông và các thanh căng.

8.10.1.2 Thanh căng căng trước

(1) Khoảng cách thông thủy theo chiều ngang và chiều đứng của các thanh căng đơn theo phương pháp căng trước phải tuân thủ các khoảng cách trên Hình 8.14. Có thể sử dụng các cách bố trí khác nếu các kết quả thí nghiệm chứng minh được sự thỏa mãn về ứng xử ở trạng thái cực hạn đối với:

- bê tông chịu nén tại neo;
- sự bong vỡ bê tông;
- neo của các thanh căng theo phương pháp căng trước;
- đổ bê tông giữa các thanh căng.

Vấn đề độ bền lâu và nguy cơ ăn mòn của thanh căng tại đầu các cấu kiện cũng cần được xem xét.



CHÚ THÍCH:

ϕ là đường kính thanh căng theo phương pháp căng trước và d_g là kích cỡ lớn nhất của cốt liệu.

Hình 8.14 - Khoảng cách thông thủy tối thiểu giữa các thanh căng theo phương pháp căng trước

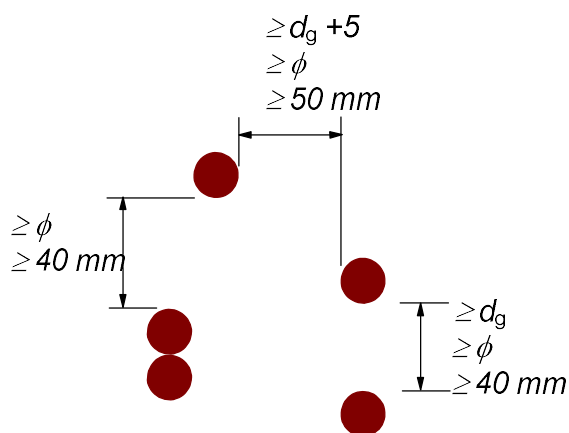
(2) Bó các thanh căng không nên xuất hiện trong vùng neo, trừ khi có thể thực hiện được đổ, đầm bê tông và phát huy đầy đủ khả năng bám dính giữa bê tông và các thanh căng.

8.10.1.3 Ống lồng theo phương pháp căng sau

(1)P Các ống lồng theo phương pháp căng sau phải có vị trí và được thi công sao cho:

- có thể đổ bê tông một cách an toàn, không gây hư hỏng ống lồng;

- bê tông có thể chịu được các lực do các phần cong của ống lồng gây ra trong quá trình căng và sau khi căng;
 - vữa nhồi không rò rỉ vào trong ống lồng khác trong quá trình bơm vữa.
- (2) Thông thường, không nên bó các ống lồng cho các cấu kiện căng sau, ngoại trừ trường hợp một cặp ống lồng được đặt theo chiều đứng, ống nọ trên ống kia.
- (3) Khoảng cách thông thủy tối thiểu giữa các ống lồng cần phù hợp với khoảng cách được thể hiện trên Hình 8.15.



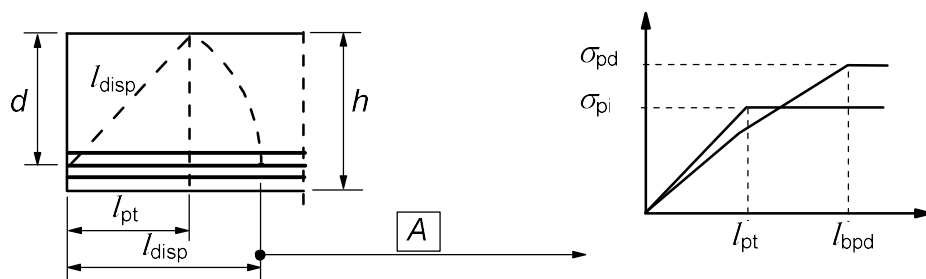
CHÚ THÍCH: ϕ là đường kính của ống lồng theo phương pháp căng sau và d_g là kích cỡ lớn nhất của cốt liệu.

Hình 8.15 - Khoảng cách thông thủy tối thiểu giữa các ống lồng

8.10.2 Neo của các thanh căng ứng suất trước

8.10.2.1 Quy định chung

- (1) Trong các vùng neo đối với các thanh căng theo phương pháp căng trước, cần xem xét các thông số chiều dài sau đây (xem Hình 8.16):
- Chiều dài truyền L_{pt} mà qua đó lực căng trước (P_0) được truyền lên bê tông một cách đầy đủ; xem 8.10.2.2 (2),
 - Chiều dài phân tán L_{disp} mà qua đó ứng suất trong bê tông phân tán dần dần thành phân bố tuyến tính qua tiết diện bê tông; xem 8.10.2.2 (4),
 - Chiều dài neo L_{bpd} mà qua đó lực trong thanh căng F_{pd} ở trạng thái giới hạn cực hạn được neo đầy đủ trong bê tông; xem 8.10.2.3 (4) và (5).



A - sự phân bố ứng suất tuyến tính trong tiết diện cấu kiện

**Hình 8.16 - Truyền ứng suất trước lên cấu kiện căng trước;
các thông số chiều dài**

8.10.2.2 Truyền ứng suất trước

(1) Khi buông thanh căng, có thể giả thiết ứng suất trước truyền lên bê tông bởi ứng suất bám dính không đổi f_{bpt} , trong đó:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

trong đó:

η_{p1} là hệ số kể đến dạng thanh căng và tình trạng bám dính lúc buông thanh căng:

$\eta_{p1} = 2,7$ đối với các sợi thép có khía;

$\eta_{p1} = 3,2$ đối với cáp có 3 và 7 sợi;

$\eta_1 = 1,0$ đối với các điều kiện bám dính tốt (xem 8.4.2);

= 0,7 ngược lại, trừ khi có thể điều chỉnh thành các giá trị cao hơn liên quan đến các điều kiện đặc biệt trong khi thi công;

$f_{ctd}(t)$ là giá trị cường độ chịu kéo thiết kế tại thời điểm buông cáp:

$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_C$ (xem cùng 3.1.2 (9) và 3.1.6 (2)P).

CHÚ THÍCH: : Phụ thuộc vào ETA, có thể sử dụng các giá trị η_{p1} đối với các dạng thanh căng khác với các dạng đã nêu ở trên.

(2) Giá trị cơ bản của chiều dài truyền L_{pt} :

$$L_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

trong đó:

$\alpha_1 = 1,0$ khi buông từ từ;

= 1,25 khi buông đột ngột;

$\alpha_2 = 0,25$ đối với cáp có tiết diện tròn;

= 0,19 đối với cáp 3 và 7 sợi;

ϕ là đường kính danh định của cáp;

σ_{pm0} là ứng suất trong cáp ngay sau khi buông.

(3) Phụ thuộc vào tình huống thiết kế, giá trị thiết kế của chiều dài truyền phải lấy bằng giá trị ít có lợi hơn trong số hai giá trị:

$$L_{pt1} = 0,8 L_{pt} \quad (8.17)$$

hoặc

$$L_{pt2} = 1,2 L_{pt} \quad (8.18)$$

CHÚ THÍCH: Thông thường, có thể sử dụng giá trị thấp hơn để kiểm tra ứng suất cục bộ lúc buông, giá trị cao hơn đối với trạng thái giới hạn cực hạn (cắt, neo, v.v...).

(4) Ứng suất trong bê tông có thể giả thiết phân bố tuyến tính ngoài đoạn chiều dài phân tán, xem Hình 8.16:

$$L_{disp} = \sqrt{L_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Có thể thừa nhận sự gia tăng ứng suất trước nếu ứng suất được điều chỉnh đủ lớn và nếu chiều dài truyền được thay đổi một cách phù hợp.

8.10.2.3 Neo thanh căng đối với trạng thái giới hạn cực hạn

(1) Neo của các thanh căng cần được kiểm tra tại các tiết diện khi ứng suất kéo trong bê tông lớn hơn $f_{ctk,0,05}$. Lực trong thanh căng cần được tính toán đối với tiết diện bị nứt, bao gồm ảnh hưởng của lực cắt theo 6.2.3 (7); xem cùng 9.2.1.3. Khi ứng suất kéo trong bê tông nhỏ hơn $f_{ctk,0,05}$, không cần kiểm tra neo.

(2) Cường độ bám dính đối với neo ở trạng thái giới hạn cực hạn là:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

trong đó:

η_{p2} là hệ số tính đến dạng thanh căng và tình trạng bám dính tại neo:

$\eta_{p2} = 1,4$ đối với sợi thép khía hoặc

$\eta_{p2} = 1,2$ đối với cáp 7 sợi;

η_1 được định nghĩa trong 8.10.2.2 (1).

CHÚ THÍCH: Phụ thuộc vào ETA, có thể sử dụng các giá trị η_{p2} đối với các dạng thanh căng khác với các dạng đã nêu ở trên.

(3) Do tính giòn của bê tông tăng lên khi cường độ bê tông cao hơn, $f_{ctk,0,05}$ cần được giới hạn đến giá trị đối với C60/75, trừ khi có thể kiểm tra được cường độ bám dính trung bình tăng cao hơn giới hạn này.

(4) Tổng chiều dài neo để neo thanh căng với ứng suất σ_{pd} là:

$$L_{bpd} = L_{pt2} + \alpha_2 \rho (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

trong đó:

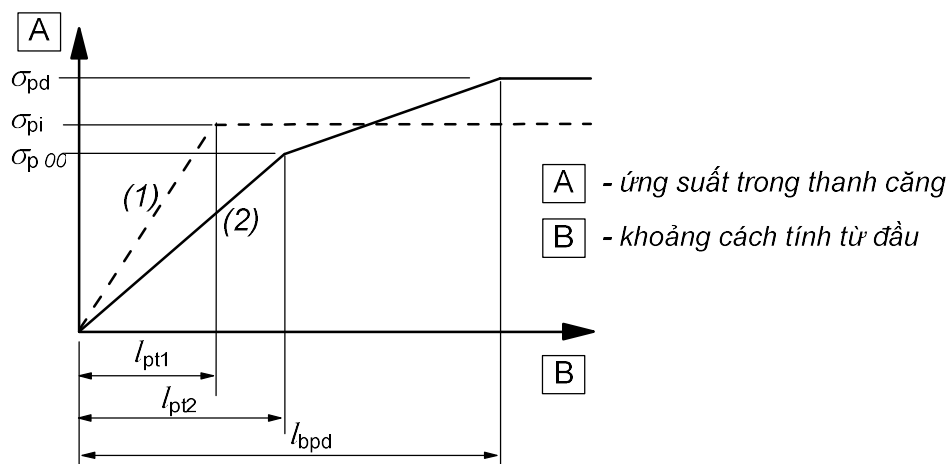
L_{pt2} là giá trị thiết kế cận trên của chiều dài truyền, xem 8.10.2.2 (3);

α_2 được định nghĩa trong 8.10.2.2 (2);

σ_{pd} là ứng suất trong thanh căng tương ứng với lực được mô tả trong (1);

$\sigma_{pm\infty}$ là ứng suất trước sau tất cả các tổn hao.

(5) Các ứng suất trong vùng neo được minh họa trên Hình 8.17.



Hình 8.17 - Ứng suất trong vùng neo của cầu kiện căng trước:
(1) lúc buông cáp, (2) tại trạng thái giới hạn cực hạn

(6) Trong trường hợp kết hợp cốt thép thường và thép ứng suất trước, có thể cộng khả năng neo của mỗi loại thép.

8.10.3 Các vùng neo của cầu kiện căng sau

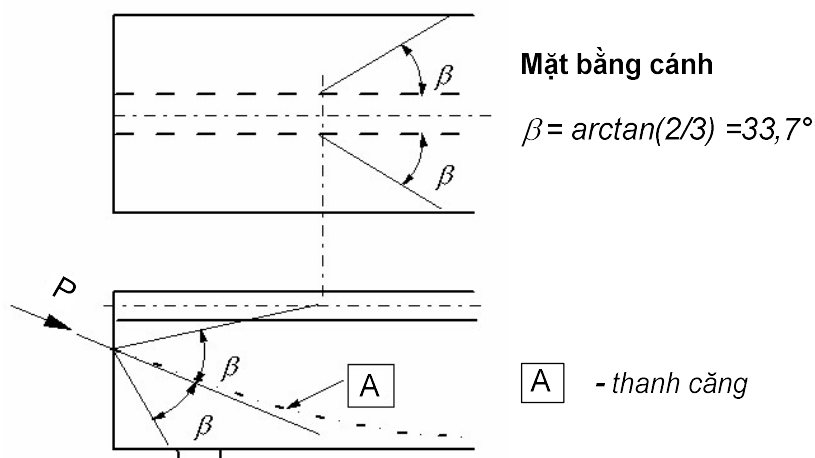
(1) Thiết kế các vùng neo phải tuân thủ các quy định áp dụng nêu trong điều khoản này và các điều khác trong 6.5.3.

(2) Khi xem xét các hệ quả của ứng suất trước tựa như là lực tập trung tác dụng lên vùng neo, giá trị thiết kế của các thanh căng ứng suất trước cần tuân thủ 2.4.2.2 (3) và cường độ chịu kéo đặc trưng cần được sử dụng.

(3) Ứng suất ép cục bộ phía sau các bản neo cần được kiểm tra tuân thủ các tài liệu ETA thích hợp.

(4) Các lực kéo do các lực tập trung gây ra cần được đánh giá bằng thanh chống – giằng hoặc bằng đại diện phù hợp khác (xem 6.5). Cốt thép cần được cấu tạo với giả thiết cốt thép làm việc ở cường độ thiết kế của nó. Nếu ứng suất trong cốt thép được giới hạn đến 300 MPa thì không cần thiết kiểm tra bề rộng vết nứt.

(5) Để đơn giản, có thể giả thiết lực căng trước phân tán theo góc mở 2β (xem Hình 8.18), bắt đầu tại đầu cơ cấu neo, trong đó có thể giả thiết β bằng $\arctan(2/3)$.



Hình 8.18 - Sự phân tán ứng suất trước

8.10.4 Neo và bộ nối dùng cho thanh căng ứng suất trước

- (1)P Các cơ cấu neo sử dụng cho các thanh căng theo phương pháp căng sau phải phù hợp với các cơ cấu được chỉ định cho hệ ứng suất trước, và chiều dài neo trong trường hợp thanh căng theo phương pháp căng trước phải đảm bảo có khả năng phát triển đủ cường độ thiết kế của thanh căng, có kể đến các hệ quả tác động lặp lại, thay đổi nhanh bất kỳ.
- (2)P Khi sử dụng bộ nối, phải phù hợp với các bộ nối được chỉ định cho hệ ứng suất trước và phải được đặt sao cho các ảnh hưởng do bộ nối gây ra không tác động đến khả năng chịu lực của cấu kiện và bất kỳ neo tạm nào cần đến trong quá trình thi công có thể được áp dụng ở một mức độ thích hợp.
- (3) Các tính toán đối với hệ quả cục bộ trong bê tông và đối với cốt thép ngang cần được thực hiện theo 6.5 và 8.10.3.
- (4) Nói chung, các bộ nối phải có vị trí cách xa các gối tựa giữa (trung gian).
- (5) Không nên đặt bộ nối với số lượng bằng và lớn hơn 50 % thanh căng tại một tiết diện ngang trừ khi có thể chứng minh được rằng tỷ lệ phần trăm cao hơn sẽ không gây nguy hiểm cho sự an toàn của kết cấu.

8.10.5 Các cơ cấu dẫn hướng

- (1)P Cơ cấu dẫn hướng phải thỏa mãn các yêu cầu sau:
- chịu được cả các lực theo chiều dọc lẫn chiều ngang do thanh căng tác dụng lên nó và truyền các lực này lên kết cấu;
 - đảm bảo rằng bán kính cong của thanh căng ứng suất trước không gây ra sự vượt ứng suất nào hoặc hư hỏng bất kỳ cho nó.
- (2)P Trong các vùng lệch, các ống hình thành lớp vỏ bọc phải có khả năng chịu được áp lực hướng tâm và sự dịch chuyển theo chiều dọc của thanh căng ứng suất trước, không bị hư hỏng và không làm suy giảm chức năng của chúng.
- (3)P Bán kính cong của thanh căng trong vùng lệch phải tuân thủ EN 10138 và tài liệu ETA phù hợp.

(4) Có thể cho phép độ lệch thiết kế của thanh căng đến giá trị góc bằng 0,01 radian mà không cần sử dụng cơ cấu dẫn hướng. Các lực phát sinh do sự thay đổi góc bằng cách sử dụng cơ cấu dẫn hướng theo tài liệu ETA phù hợp nên được đưa vào tính toán thiết kế.

9. CẤU TẠO CẤU KIỆN VÀ CÁC QUY ĐỊNH CỤ THỂ

9.1 Quy định chung

- (1)P Các yêu cầu về an toàn, khả năng sử dụng và độ bền lâu được thỏa mãn bằng cách tuân thủ các quy định nêu ra trong Điều này và tuân thủ các quy định chung đã được đưa ra.
- (2) Chi tiết cấu tạo các cấu kiện cần phù hợp với mô hình thiết kế được chấp nhận.
- (3) Diện tích cốt thép nhỏ nhất được đưa ra nhằm chống sự phá hoại giòn, tránh các vết nứt rộng cũng như chịu các lực do các tác động từ ngăn cản chuyển vị/biến dạng gây ra.

9.2 Dầm

9.2.1 Cốt thép dọc

9.2.1.1 Diện tích cốt thép nhỏ nhất và lớn nhất

- (1) Diện tích cốt thép dọc chịu kéo cần lấy không nhỏ hơn $A_{s,min}$.

CHÚ THÍCH 1: Xem cùng 7.3 đối với diện tích cốt thép dọc chịu kéo nhằm khống chế vết nứt.

CHÚ THÍCH 2: Giá trị $A_{s,min}$ đối với dầm sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị như sau:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{nhưng không nhỏ hơn } 0,0013b_t d \quad (9.1N)$$

trong đó:

b_t có nghĩa là chiều rộng trung bình của vùng kéo; đối với dầm chữ T với phần cánh chịu nén, chỉ có chiều rộng thanh bụng là được đưa vào tính toán giá trị b_t ;

f_{ctm} cần xác định theo cấp cường độ thích hợp tại Bảng 3.1.

Ngoài ra, đối với các cấu kiện phụ, trong đó có thể chấp nhận nguy cơ phá hoại giòn, $A_{s,min}$ có thể lấy bằng 1,2 lần diện tích theo yêu cầu tính toán khi kiểm tra trạng thái giới hạn cực hạn.

- (2) Các tiết diện có lượng cốt thép nhỏ hơn $A_{s,min}$ nên được xem như là không có cốt thép (xem Điều 12).
- (3) Diện tích tiết diện ngang của cốt thép chịu kéo hoặc chịu nén không nên vượt quá $A_{s,max}$ ở ngoài phạm vi các vị trí nổi chông.

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,04A_c.

- (4) Đối với các cấu kiện ứng suất trước với thanh căng không bám dính hoặc với thanh căng ngoài, cần kiểm tra điều kiện mô men chịu uốn cực hạn phải lớn hơn mô men uốn gây nứt. Khả năng mô men chịu uốn cực hạn bằng 1,5 lần mô men gây nứt là đủ.

9.2.1.2 Bố trí cấu tạo khác

- (1) Trong kết cấu toàn khối, ngay cả khi các gối tựa đơn giản được giả thiết trong thiết kế, tiết diện tại các gối tựa nên được thiết kế chịu mô men uốn phát sinh từ ngàm một phần được lấy ít nhất bằng

β_1 lần mô men uốn lớn nhất tại nhịp.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị β_1 đối với dầm sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,15.

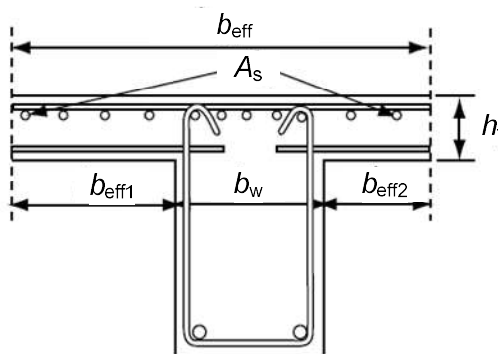
CHÚ THÍCH 2: Áp dụng diện tích tối thiểu của tiết diện cốt thép dọc được định nghĩa trong 9.2.1.1 (1)

(2) Tại các gối tựa trung gian của dầm liên tục, tổng diện tích cốt thép chịu kéo A_s của tiết diện ngang phần cánh phải phân bố rộng trên toàn bộ chiều rộng hữu hiệu của phần cánh (xem 5.3.2). Một phần diện tích cốt thép này có thể tập trung trong phạm vi trên chiều rộng của bụng dầm (xem Hình 9.1).

(3) Cốt thép dọc chịu nén bất kỳ (đường kính ϕ) có kể đến trong tính toán khả năng chịu lực cần được giữ chặt bằng cốt thép ngang với khoảng cách không lớn hơn 15ϕ .

9.2.1.3 Cắt cốt thép dọc chịu kéo

(1) Cốt thép cần được bố trí đầy đủ tại tất cả các tiết diện để chịu đường bao của các lực kéo tác dụng, bao gồm ảnh hưởng của các vết nứt nghiêng trong bụng/sườn và cánh.

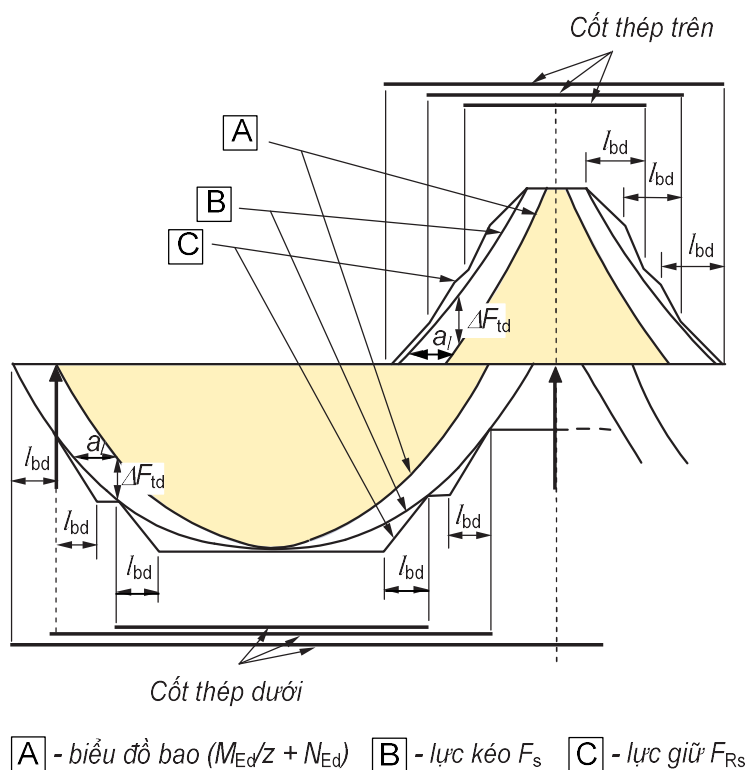


Hình 9.1 - Bố trí cốt thép chịu kéo trong tiết diện ngang phần cánh

(2) Đối với cấu kiện có cốt thép chịu cắt, lực kéo bổ sung ΔF_{td} cần được tính toán theo 6.2.3 (7). Đối với cấu kiện không có cốt thép chịu cắt, có thể tính toán ΔF_{td} bằng cách dịch chuyển đường cong mô men với khoảng cách bằng $a_t = d$ theo 6.2.2 (5). “Quy tắc dịch chuyển” này cũng có thể sử dụng như là phương pháp thay thế cho các cấu kiện có bố trí cốt thép chịu cắt, trong đó:

$$a_t = z(\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (\text{các ký hiệu được định nghĩa trong 6.2.3}) \quad (9.2)$$

Lực kéo bổ sung được minh họa trên Hình 9.2.



Hình 9.2 - Minh họa về cốt thép dọc nhằm tính đến ảnh hưởng của các vết nứt nghiêng và sức kháng của cốt thép trong phạm vi chiều dài neo

(3) Sức kháng của các thanh thép trong phạm vi chiều dài neo có thể được kể thêm theo giả thiết lực thay đổi tuyến tính, xem Hình 9.2. Để đơn giản hóa và thiên về an toàn, có thể bỏ qua sự kể thêm này.

(4) Chiều dài neo của thanh thép uốn xiên góp phần vào khả năng chịu cắt không nên nhỏ hơn $1, 3l_{bd}$ trong vùng kéo và $0, 7l_{bd}$ trong vùng nén. Chiều dài này đo từ điểm giao nhau của các trục thanh thép xiên uốn lên và cốt thép dọc.

9.2.1.4 Neo cốt thép dưới tại gối tựa biên

(1) Diện tích cốt thép dưới được bố trí tại các gối tựa biên với giả thiết trong thiết kế là ngàm ít hoặc không ngàm, nên lấy ít nhất bằng β_2 lần diện tích cốt thép bố trí trong nhịp.

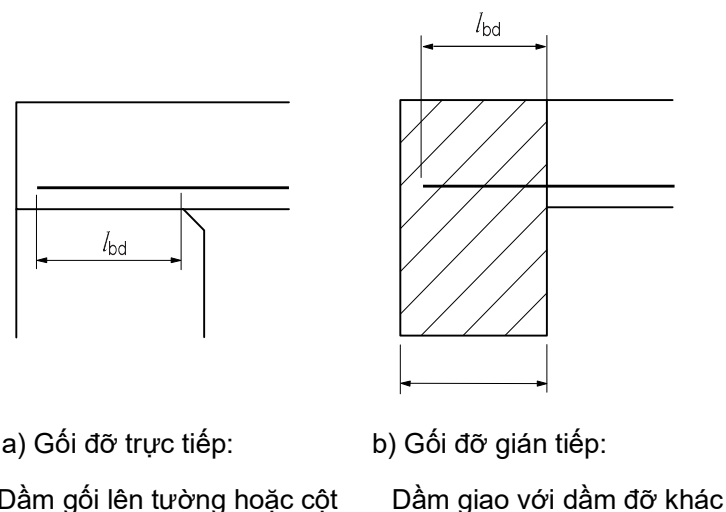
CHÚ THÍCH: Giá trị β_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,25.

(2) Lực kéo cần được neo có thể xác định theo 6.2.3 (7) (cấu kiện với cốt thép chịu cắt) bao gồm sự góp phần của lực dọc trục (nếu có) hoặc theo quy tắc dịch chuyển:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l / z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

trong đó N_{Ed} là lực dọc trục, để cộng hoặc trừ vào lực kéo; a_l xem 9.2.1.3 (2).

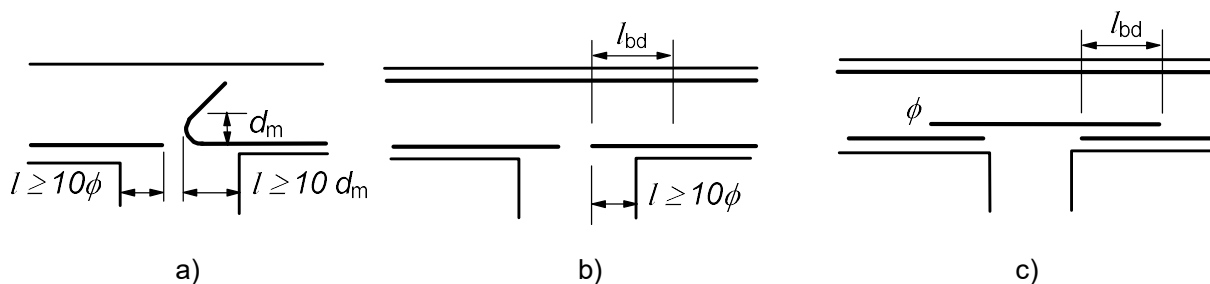
(3) Chiều dài neo L_{bd} theo 8.4.4 được đo từ đường tiếp xúc giữa dầm và gối tựa. Áp lực ngang có thể được kể đến đối với gối tựa trực tiếp. Xem Hình 9.3.



Hình 9.3 - Neo của cốt thép dưới tại các gối tựa biên

9.2.1.5 Neo cốt thép dưới tại gối tựa trung gian

- (1) Áp dụng quy định về diện tích cốt thép nêu trong **9.2.1.4** (1).
- (2) Chiều dài neo không nên nhỏ hơn 10ϕ (đối với thanh thép thẳng) hoặc không nhỏ hơn đường kính trục uốn cốt thép (đối với móc và đầu uốn có đường kính ít nhất bằng 16 mm) hoặc hai lần đường kính trục uốn cốt thép (trong các trường hợp khác) (xem Hình 9.4 (a)). Thông thường, giá trị nhỏ nhất có hiệu lực nhưng có thể tiến hành các phân tích chi tiết hơn theo 6.6.
- (3) Cốt thép yêu cầu để chịu các mô men dương có khả năng xảy ra (ví dụ như chuyển vị gối tựa, nổ, v.v...) cần được quy định trong các tài liệu, hồ sơ của hợp đồng. Cốt thép này cần liên tục và sự liên tục đó có thể thực hiện bằng các biện pháp nối chồng các thanh thép (xem Hình 9.4 (b) hoặc (c)).

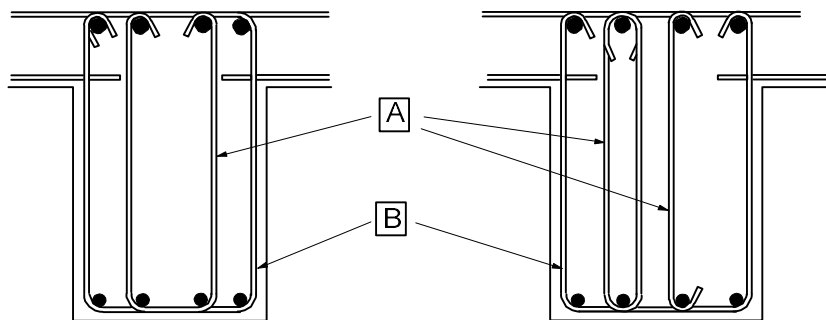


Hình 9.4 - Neo tại các gối tựa trung gian

9.2.2 Cốt thép chịu cắt

- (1) Cốt thép chịu cắt cần tạo thành góc α giữa 45° và 90° so với trục dọc của cấu kiện chịu lực.
- (2) Cốt thép chịu cắt có thể bao gồm sự tổ hợp của:

- cốt đai có móc bao quanh cốt thép dọc chịu kéo và vùng nén (xem Hình 9.5);
- các thanh thép uốn xiên;
- các lồng thép, khung các thanh thép, v.v..., trong đó chúng được bố trí không bao quanh cốt thép dọc, nhưng được neo cẩn thận vào trong các vùng kéo và vùng nén.



[A] - các loại đai móc bên trong [B] - đai móc bao quanh

Hình 9.5 - Các ví dụ về cốt thép chịu cắt

(3) Cốt đai móc phải được neo một cách có hiệu quả. Cho phép có mối nối chồng trên nhánh đai gần với bề mặt bụng dầm, nếu cốt đai móc đó không được yêu cầu chịu xoắn.

(4) Ít nhất có θ_3 của lượng cốt thép cần thiết chịu cắt nên ở dạng cốt đai móc.

CHÚ THÍCH: Giá trị θ_3 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,5.

(5) Hàm lượng cốt thép chịu cắt được xác định bằng biểu thức (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

trong đó:

ρ_w là hàm lượng cốt thép chịu cắt;

ρ_w không nên nhỏ hơn $\rho_{w,min}$;

A_{sw} là diện tích cốt đai trong phạm vi chiều dài s ;

s là khoảng cách cốt đai đo dọc theo trục dọc cấu kiện;

b_w là chiều rộng bụng/sườn của cấu kiện;

α là góc giữa cốt thép chịu cắt và trục dọc (xem 9.2.2 (1)).

CHÚ THÍCH: Giá trị $\rho_{w,min}$ đối với dầm sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được nêu trong biểu thức (9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

(6) Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt thép chịu cắt theo chiều dọc dầm không nên lớn hơn $s_{l,max}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $s_{l,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được nêu trong biểu thức (9.6N)

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

trong đó α là góc nghiêng của cốt thép chịu cắt với trục dọc của dầm.

(7) Khoảng cách lớn nhất theo chiều dọc dầm của thanh thép uốn xiên không nên lớn hơn $s_{b,max}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $s_{b,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được nêu trong biểu thức (9.7N)

$$s_{b,max} = 0,6d(1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

(8) Khoảng cách theo chiều ngang của các nhánh trong một bộ đai móc không nên lớn hơn $s_{t,max}$.

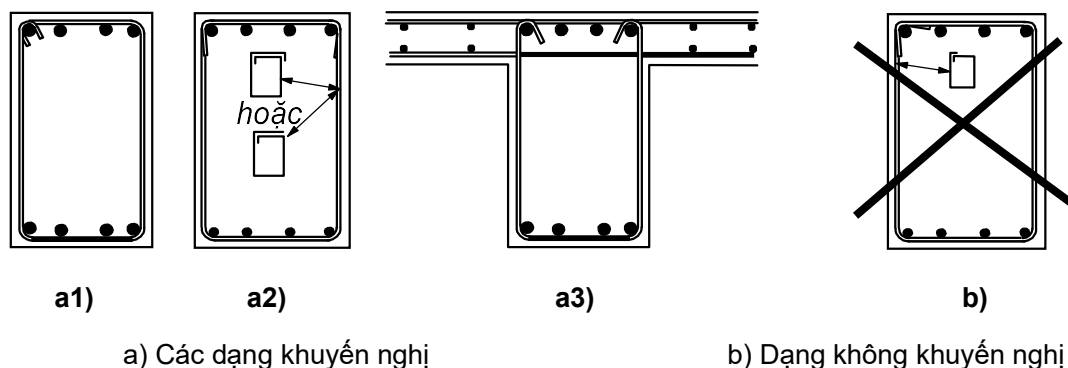
CHÚ THÍCH: Giá trị $s_{t,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được nêu trong biểu thức (9.8N)

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

9.2.3 Cốt thép đai chịu xoắn

(1) Cốt thép đai chịu xoắn cần có dạng kín và được neo bằng các biện pháp đầu ghép chồng hoặc đầu móc, xem Hình 9.6, và cần tạo thành góc 90° so với trục của cấu kiện chịu lực.

(2) Nói chung, các điều khoản 9.2.2 (5) và (6) là đủ để đảm bảo yêu cầu tối thiểu về cốt thép đai chịu xoắn.



CHÚ THÍCH: Dạng thay thế thứ 2 của a2) (hình nhỏ ở dưới) nên có đủ chiều dài neo dọc theo mặt trên

Hình 9.6 - Các ví dụ về dạng cốt thép đai chịu xoắn

(3) Khoảng cách theo chiều dọc của các cốt thép đai chịu xoắn không được lớn hơn $u/8$ (xem 6.3.2, Hình 6.11 đối với các ký hiệu), hoặc kích thước nhỏ hơn của tiết diện ngang dầm.

(4) Các thanh thép dọc cần được bố trí sao cho ít nhất có một thanh thép ở góc, các thanh thép khác phân bố đều xung quanh chu vi bên trong của cốt thép đai với khoảng cách không lớn hơn 350 mm.

9.2.4 Cốt thép bề mặt

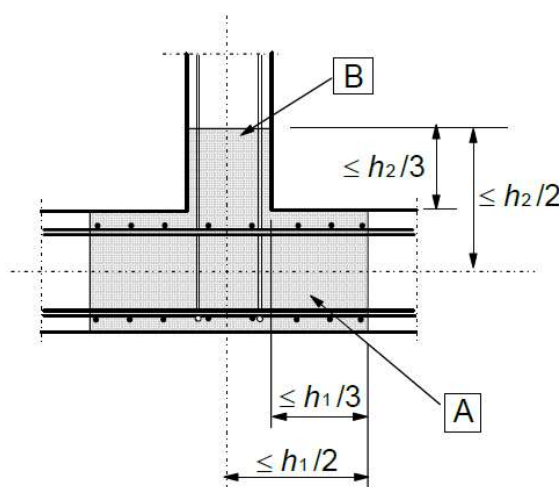
(1) Có thể cần bố trí cốt thép theo bề mặt để khống chế vết nứt hoặc để đảm bảo đủ khả năng chống bong, rơi lớp bê tông bảo vệ.

CHÚ THÍCH: Các chỉ dẫn đối với cốt thép bề mặt nêu trong Phụ lục J.

9.2.5 Gối tựa gián tiếp

(1) Khi dầm được đỡ bởi dầm thay vì tường hoặc cột, cốt thép phải được bố trí và thiết kế để chịu phản lực tương tác lẫn nhau. Cốt thép này bổ sung cho cốt thép theo yêu cầu do các nguyên nhân khác. Quy định này cũng được áp dụng cho bản sàn không được tựa ở mặt trên của dầm.

(2) Cốt thép đỡ giữa hai dầm nên bao gồm các cốt thép đai bao quanh cốt thép chính của dầm đỡ. Một số cốt thép đai này có thể bố trí ngoài phần bê tông chung cho cả hai dầm (xem Hình 9.7).



Hình 9.7 - Đặt cốt thép đỡ tại vùng giao nhau của hai dầm (mặt bằng)

9.3 Sàn đặc

(1) Mục này áp dụng cho các bản sàn đặc một phương và hai phương có b và L_{eff} không nhỏ hơn $5h$ (xem 5.3.1).

9.3.1 Cốt thép chịu uốn

9.3.1.1 Quy định chung

(1) Đối với hàm lượng cốt thép nhỏ nhất và lớn nhất theo hướng chính, áp dụng 9.2.1.1 (1) và (3).

CHÚ THÍCH: Để bổ sung cho chú thích 2 của 9.2.1.1 (1), đối với bản sàn ít có nguy cơ bị phá hoại giòn, có thể lấy $A_{s,min}$ bằng 1,2 lần diện tích theo yêu cầu tính toán ở trạng thái giới hạn cực hạn.

(2) Một lượng cốt thép phụ theo phương ngang không nhỏ hơn 20% cốt thép chính cần được bố trí trong bản sàn một phương. Ở vùng gần gối tựa, không cần cốt thép theo phương ngang cho các thanh thép chính ở phía trên khi không có mô men uốn ngang.

(3) Khoảng cách giữa các thanh thép không nên lớn hơn $s_{\max, \text{slabs}}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $s_{\max, \text{slabs}}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là:

- đối với cốt thép chủ: $3h \leq 400 \text{ mm}$, trong đó h là chiều cao tổng cộng của bản sàn;
- đối với cốt thép phụ: $3,5h \leq 450 \text{ mm}$.

Trong vùng có tải trọng tập trung hoặc vùng có mô men lớn nhất, các quy định này là:

- đối với cốt thép chủ: $2h \leq 250 \text{ mm}$;
- đối với cốt thép phụ: $3h \leq 400 \text{ mm}$.

(4) Các quy định nêu trong 9.2.1.3 (1) đến (3), 9.2.1.4 (1) đến (3) và 9.2.1.5 (1) đến (2) cũng được áp dụng, nhưng với $a_1 = d$.

9.3.1.2 Cốt thép trong bản sàn gần gối tựa

(1) Trong bản sàn kê đơn giản, một nửa cốt thép được tính toán ở nhịp cần được bố trí liên tục qua gối tựa và được neo tại đó theo 8.4.4.

CHÚ THÍCH: Cắt và neo cốt thép có thể thực hiện theo 9.2.1.3, 9.2.1.4 và 9.2.1.5.

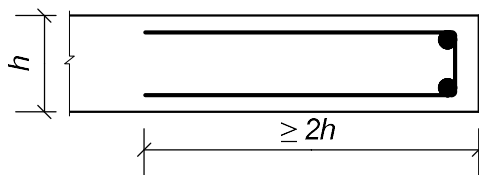
(2) Khi bản sàn được ngàm một phần dọc theo cạnh biên nhưng không được kể đến trong phân tích, cốt thép phía trên cần có khả năng chịu được ít nhất 25 % mô men lớn nhất ở nhịp liền kề. Cốt thép này nên kéo dài thêm ít nhất 0,2 lần chiều dài nhịp liền kề tính từ mặt gối tựa. Chúng nên được bố trí liên tục qua các gối tựa bên trong và được neo tại các gối tựa biên. Mô men chịu được tại gối tựa biên có thể bị giảm xuống 15 % mô men lớn nhất trong nhịp liền kề.

9.3.1.3 Cốt thép ở góc

(1) Nếu cấu tạo tại gối tựa làm cho biến dạng trồi lên ở góc bản sàn bị kiểm chế chuyển vị hoặc biến dạng, cần bố trí cốt thép phù hợp.

9.3.1.4 Cốt thép ở biên tự do

(1) Dọc theo cạnh biên tự do (không có gối tựa), thông thường nên có cốt thép dọc và cốt thép ngang bố trí như trên Hình 9.8.



Hình 9.8 - Cốt thép tại mép biên cho bản sàn

(2) Cốt thép thường bố trí cho bản sàn có thể tác dụng như cốt thép tại mép biên.

9.3.2 Cốt thép chịu cắt

- (1) Bản sàn mà có bố trí cốt thép chịu cắt nên có chiều cao ít nhất bằng 200 mm.
- (2) Trong cấu tạo cốt thép chịu cắt, giá trị nhỏ nhất và việc xác định hàm lượng cốt thép áp dụng theo 9.2.2, trừ khi có các thay đổi sau đây.
- (3) Trong bản sàn, nếu $|V_{Ed}| \leq 1 / 3 V_{Rd,max}$ (xem 6.2), cốt thép chịu cắt có thể bao gồm toàn bộ các thanh cốt thép xiên uốn lên hoặc các loại cốt thép chịu cắt.
- (4) Khoảng cách lớn nhất theo phương dọc của một dãy liên tục các cốt thép đai được xác định bằng:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

trong đó α là góc nghiêng của cốt thép chịu cắt.

Khoảng cách lớn nhất theo phương dọc của các thanh thép xiên uốn lên được xác định bằng:

$$s_{max} = d \quad (9.10)$$

- (5) Khoảng cách lớn nhất theo phương ngang của cốt thép chịu cắt không nên vượt quá $1,5d$.

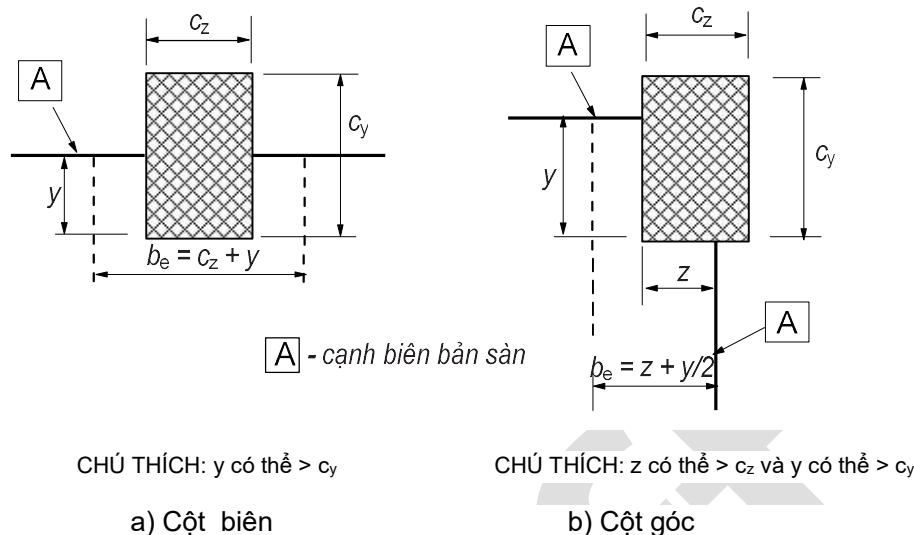
9.4 Sàn phẳng

9.4.1 Sàn tại các cột bên trong

- (1) Bố trí cốt thép trong kết cấu sàn phẳng cần phản ánh được ứng xử dưới các điều kiện sử dụng. Nói chung, điều này sẽ dẫn đến việc tập trung cốt thép kéo qua các cột.
- (2) Tại các cột bên trong, trừ khi tiến hành các tính toán chính xác hơn theo trạng thái giới hạn sử dụng, cốt thép trên bằng $0,5A_t$ cần được bố trí trên chiều rộng bằng tổng của $0,125$ lần chiều rộng ô sàn về mỗi phía của cột. A_t là diện tích cốt thép theo yêu cầu để chịu toàn bộ tổng mô men âm của hai nửa ô sàn về mỗi phía cột.
- (3) Cốt thép dưới (≥ 2 thanh thép) ở mỗi phương trực giao nhau cần được bố trí tại các cột trong và cốt thép đó phải xuyên qua cột.

9.4.2 Sàn tại các cột biên và cột góc

- (1) Cốt thép vuông góc với cạnh biên tự do theo yêu cầu để truyền mô men uốn từ bản sàn lên các cột góc hoặc cột biên cần được bố trí trong phạm vi chiều rộng hữu hiệu b_e như trên Hình 9.9.



CHÚ THÍCH: y là khoảng cách từ cạnh biên bản sàn đến mặt trong cùng của cột.

Hình 9.9 - Chiều rộng hữu hiệu b_e của bản sàn phẳng

9.4.3 Cốt thép chịu cắt chống chọc thủng

(1) Khi có yêu cầu cốt thép chịu cắt chống chọc thủng (xem 6.4), cần bố trí trong phạm vi giữa vùng chất tải/cột và kd bên trong chu vi kiểm tra mà tại vùng này không có yêu cầu cốt thép chịu cắt. Cần bố trí ít nhất tại hai chu vi của các nhánh đai (xem Hình 9.10). Khoảng cách giữa các chu vi nhánh đai không nên vượt quá 0,75d.

Khoảng cách các nhánh đai quanh chu vi không nên vượt quá 1,5d trong phạm vi chu vi kiểm tra thứ nhất (2d tính từ vùng chất tải), và không nên vượt quá 2d đối với chu vi nằm ngoài chu vi kiểm tra thứ nhất, trong đó một phần của chu vi được giả thiết là có góp phần vào khả năng chịu cắt (xem Hình 6.22).

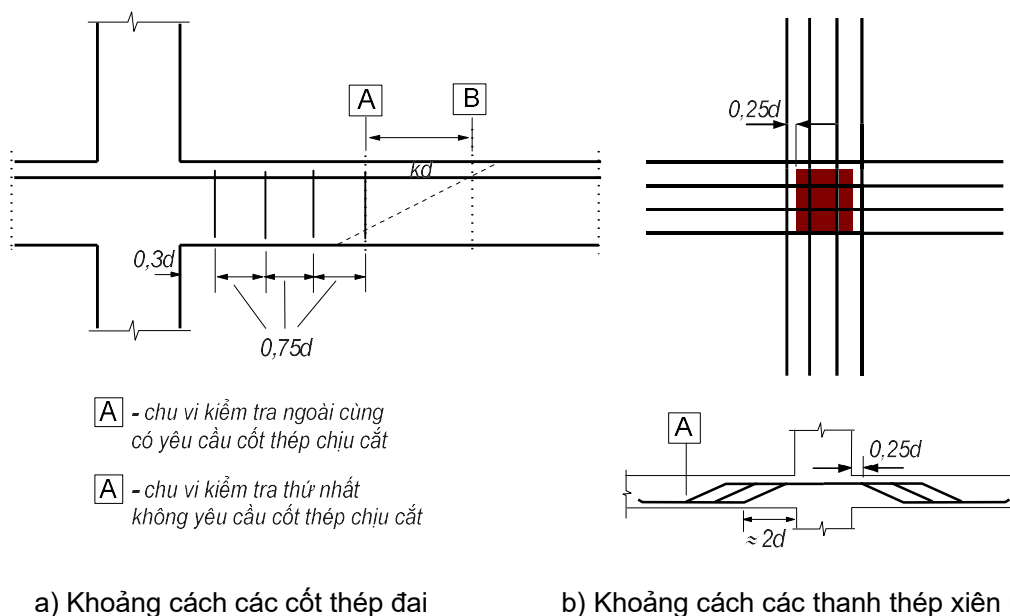
Đối với các thanh thép uốn xuống được bố trí như trên Hình 9.10 b), một chu vi của các nhánh đai có thể xem như là đủ.

(2) Khi có yêu cầu cốt thép chịu cắt, diện tích của nhánh đai (hoặc tương đương) $A_{sw,min}$ được xác định theo biểu thức (9.11):

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.11)$$

trong đó:

- α là góc giữa cốt thép chịu cắt và cốt thép chủ (nghĩa là đối với cốt thép đai thẳng đứng $\alpha = 90^\circ$ và $\sin \alpha = 1$);
- s_r là khoảng cách các cốt thép đai chịu cắt theo phương hướng tâm;
- s_t là khoảng cách các cốt thép đai chịu cắt theo phương tiếp tuyến;
- f_{ck} tính bằng MPa.



Hình 9.10 - Cốt thép chịu cắt chống chọc thủng

Thành phần thẳng đứng chỉ của các thanh căng ứng suất trước trong phạm vi khoảng cách $0,5d$ của cột có thể bao gồm trong tính toán lực cắt.

(3) Các thanh thép xiên uốn lên xuyên qua vùng chất tải hoặc tại khoảng cách không lớn hơn $0,25d$ tính từ vùng đó có thể sử dụng như cốt thép chống chọc thủng (xem Hình 9.10 b), phía trên).

(4) Khoảng cách giữa mặt gối tựa, hoặc chu vi của vùng chất tải, và cốt thép chịu cắt gần nhất được kể đến trong thiết kế không nên vượt quá $d/2$. Khoảng cách đó nên lấy tại cao độ cốt thép chịu kéo. Nếu chỉ bố trí một đường các thanh thép xiên uốn lên, góc nghiêng của chúng có thể giảm xuống 30° .

9.5 Cột

9.5.1 Quy định chung

(1) Mục này liên quan đến cột với kích thước lớn hơn h không lớn hơn 4 lần kích thước nhỏ hơn b .

9.5.2 Cốt thép dọc

(1) Cốt thép dọc cần có đường kính không nhỏ hơn $\varphi_{\min}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\varphi_{\min}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 8 mm.

(2) Tổng lượng (diện tích) cốt thép dọc không nên nhỏ hơn $A_{s,\min}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,\min}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị được lấy theo biểu thức (9.12N)

$$A_{s,\min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{hoặc } 0,002A_c \quad (9.12N)$$

trong đó:

f_{yd} là cường độ chảy thiết kế của cốt thép;

N_{Ed} là lực nén dọc trục thiết kế.

(3) Diện tích cốt thép dọc không nên vượt quá $A_{s,max}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,04A_c$ bên ngoài vị trí nối chồng, trừ khi có thể chỉ ra rằng tính nguyên vẹn của bê tông không bị ảnh hưởng và cường độ đầy đủ của bê tông đạt được ở trạng thái giới hạn **cực hạn**. Giới hạn này nên được tăng lên đến $0,08A_c$ tại mỗi nối chồng.

(4) Đối với cột có tiết diện hình đa giác, cần bố trí ít nhất một thanh thép tại mỗi góc. Số các thanh thép dọc trong cột tròn không nên nhỏ hơn bốn.

9.5.3 Cốt thép ngang

(1) Đường kính của cốt thép ngang (đai, đai kín, cốt thép đai xoắn) không nên nhỏ hơn 6 mm hoặc một phần tư đường kính lớn nhất của thanh thép dọc, chọn giá trị lớn hơn. Đường kính sợi thép của lưới thép hàn dùng làm cốt ngang không nên nhỏ hơn 5 mm.

(2) Cốt thép ngang cần được neo đầy đủ.

(3) Khoảng cách cốt thép ngang dọc theo cột không nên vượt quá $s_{cl,max}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $s_{cl,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là giá trị nhỏ nhất trong số ba khoảng cách sau đây:

- 20 lần đường kính nhỏ nhất của cốt thép dọc;
- kích thước nhỏ hơn của cột;
- 400 mm.

(4) Khoảng cách lớn nhất theo yêu cầu của (3) cần giảm xuống bằng hệ số 0,6:

- (i) tại các đoạn nằm trong phạm vi khoảng cách bằng kích thước lớn của tiết diện ngang của cột ở phía trên hoặc phía dưới dầm hoặc bản sàn;
- (ii) gần mỗi nối chồng, nếu đường kính lớn nhất của các thanh thép dọc lớn hơn 14 mm. Yêu cầu phải có tối thiểu 3 thanh thép được đặt đều nhau ở trong chiều dài nối chồng.

(5) Khi hướng của các thanh thép dọc thay đổi (ví dụ thay đổi kích thước cột), khoảng cách cốt thép ngang nên được tính toán có kể đến lực ngang liên quan. Các ảnh hưởng này có thể bỏ qua nếu sự thay đổi hướng nhỏ hơn hoặc bằng 1:12.

(6) Mỗi thanh cốt thép dọc hoặc bó các thanh thép đặt ở góc cần được giữ bằng cốt thép ngang. Không có thanh nào trong vùng nén cách thanh bị hạn chế quá 150 mm.

9.6 Tường

9.6.1 Quy định chung

(1) Điều này liên quan đến tường bê tông cốt thép có tỷ số chiều dài trên chiều dày lớn hơn hoặc bằng 4 và trong đó cốt thép được kể đến trong phân tích khả năng chịu lực. Số lượng và cấu tạo của

cốt thép có thể nhận được từ mô hình thanh chống – giằng (xem 6.5). Đối với tường chịu uốn ngoài mặt phẳng là chủ yếu, áp dụng các quy định dành cho bản sàn.

9.6.2 Cốt thép thẳng đứng

- (1) Diện tích cốt thép thẳng đứng nên nằm giữa $A_{s,vmin}$ và $A_{s,vmax}$.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị $A_{s,vmin}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,002A_c$.

CHÚ THÍCH 2: Giá trị $A_{s,vmax}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,04A_c$ ngoài vị trí nối chồng, trừ khi có thể chứng minh được rằng tính nguyên vẹn của bê tông không bị ảnh hưởng và cường độ đầy đủ đạt được ở trạng thái giới hạn cực hạn. Giới hạn này có thể gấp đôi tại vị trí nối chồng.

- (2) Khi diện tích cốt thép nhỏ nhất $A_{s,vmin}$ kiểm soát trong thiết kế, một nửa diện tích cốt thép đó cần được bố trí tại mỗi mặt.
- (3) Khoảng cách giữa hai thanh thép đứng liền kề phải không vượt quá 3 lần chiều dày tường hoặc 400 mm, chọn giá trị nhỏ hơn.

9.6.3 Cốt thép nằm ngang

- (1) Cốt thép nằm ngang chạy song song với các mặt tường (và song song với các cạnh biên tự do) cần được bố trí trên mỗi mặt phẳng. Cốt thép này không nên nhỏ hơn $A_{s,hmin}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,hmin}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị hoặc là 0,25 % cốt thép thẳng đứng hoặc là $0,002A_c$, chọn giá trị nhỏ hơn.

- (2) Khoảng cách giữa hai thanh thép nằm ngang liền kề nhau không nên lớn hơn 400 mm.

9.6.4 Cốt thép gá ngang

- (1) Trên một phần bất kỳ của tường khi diện tích cốt thép thẳng đứng trên cả hai mặt vượt quá $0,02A_c$, cần bố trí cốt thép gá ngang ở dạng đai móc theo yêu cầu đối với cột (xem 9.5.3). Kích thước lớn theo 9.5.3 (4) (i) không cần thiết lấy lớn hơn 4 lần chiều dày tường.
- (2) Khi cốt thép chủ đặt gần nhất so với các mặt tường, cần bố trí cốt thép gá ngang ở dạng đai móc với ít nhất 4 cái/m² tường.

CHÚ THÍCH: Không cần bố trí cốt thép gá ngang khi sử dụng lưới sợi thép hàn hoặc các thanh thép có đường kính $\phi \leq 16$ mm với chiều dày lớp bê tông bảo vệ lớn hơn 2 ϕ .

9.7 Dầm cao

- (1) Dầm cao (xem định nghĩa 5.3.1 (3)) thông thường phải bố trí lưới cốt thép trực giao nhau gần mỗi bề mặt với diện tích tối thiểu bằng $A_{s,dbmin}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,dbmin}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,001A_c$, nhưng không nhỏ hơn 150 mm²/m theo mỗi hướng và trên mỗi mặt.

- (2) Khoảng cách giữa hai thanh thép liền kề nhau của lưới thép không nên vượt quá giá trị nhỏ hơn trong số 2 lần chiều dày của dầm cao hoặc 300 mm.

(3) Cốt thép, tương ứng với thanh giằng được xem xét trong mô hình thiết kế, cần được neo đủ vào nút để đảm bảo cân bằng, xem 6.5.4, bằng cách uốn các thanh thép, sử dụng đầu uốn chữ U hoặc bằng các cơ cấu neo khác, trừ khi chiều dài giữa nút và đầu dầm đủ thỏa mãn chiều dài neo L_{bd} .

9.8 Móng

9.8.1 Đài cọc

(1) Khoảng cách từ mép ngoài cùng của cọc đến cạnh biên của đài cọc cần đảm bảo sao cho các lực giằng trong đài cọc được neo một cách đầy đủ. Độ lệch kỳ vọng của cọc trên công trường cần được xét đến.

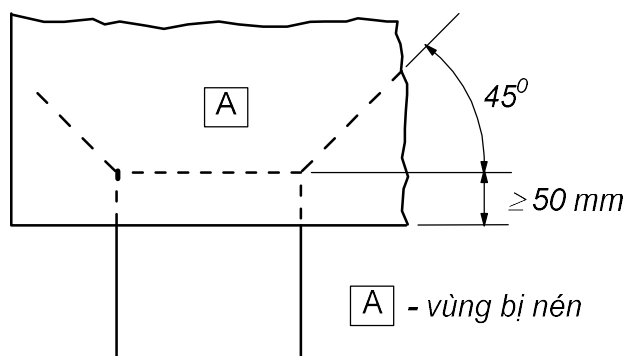
(2) Cốt thép trong đài cọc cần được tính toán bằng cách sử dụng hoặc phương pháp thanh chống – giằng hoặc theo phương pháp mô men uốn nếu phù hợp.

(3) Cốt thép chủ chịu kéo để chịu các hệ quả tác động cần được tập trung trong các vùng ứng suất nằm giữa các vị trí của các đầu cọc. Nên bố trí các thanh thép có đường kính nhỏ nhất ϕ_{min} . Nếu diện tích cốt thép này ít nhất bằng diện tích cốt thép nhỏ nhất (theo cấu tạo), có thể bỏ qua các thanh thép phân bố đều dọc theo mặt dưới của cấu kiện. Các mặt bên và mặt trên của cấu kiện có thể không có cốt thép nếu không có nguy cơ phát triển lực kéo tại các phần này của cấu kiện.

CHÚ THÍCH: Giá trị ϕ_{min} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 8 mm.

(4) Các thanh thép ngang hàn có thể sử dụng cho neo thanh thép chịu kéo. Trong trường hợp này, thanh thép ngang có thể xem như một phần của cốt thép ngang trong vùng neo của thanh cốt thép đang xét.

(5) Lực nén do phản lực gối tựa từ cọc có thể giả thiết truyền theo góc 45° tính từ mép cọc (xem Hình 9.11). Lực nén có thể kể đến khi tính toán chiều dài neo.



Hình 9.11 - Vùng bị nén làm tăng khả năng neo

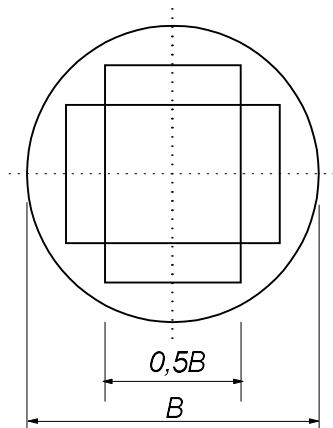
9.8.2 Móng cột và móng tường

9.8.2.1 Quy định chung

(1) Cốt thép chủ cần được neo phù hợp với các yêu cầu của 8.4 và 8.5. Nên bố trí các thanh thép có đường kính nhỏ nhất ϕ_{min} . Trong móng, có thể sử dụng mô hình thiết kế theo 9.8.2.2.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\varphi_{\min}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 8 mm.

(2) Cốt thép chủ của móng tròn có thể bố trí trực giao nhau và tập trung ở giữa móng đối với chiều rộng bằng $50 \% \pm 10 \%$ đường kính của móng, xem Hình 9.12. Trong trường hợp này, các phần cấu kiện không có cốt thép nên được xem như bê tông không có cốt thép khi thiết kế.



Hình 9.12 - Cốt thép trực giao nhau trong móng tròn trên đất

(3) Nếu các hệ quả tác động do lực kéo sinh ra tại mặt trên của móng, ứng suất kéo sinh ra cần được kiểm tra và bố trí cốt thép là cần thiết.

9.8.2.2 Neo các thanh thép

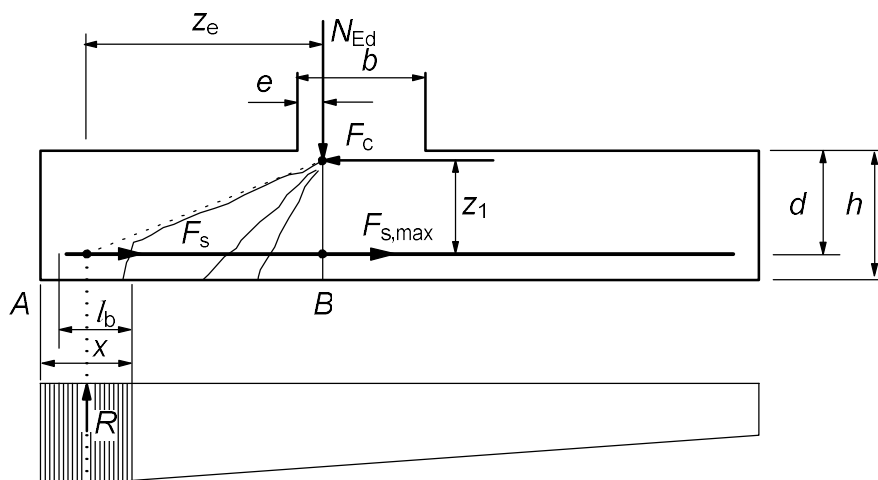
(1) Lực kéo trong cốt thép được xác định từ các điều kiện cân bằng, có tính đến ảnh hưởng của vết nứt nghiêng, xem Hình 9.13. Lực kéo F_s tại vị trí x cần được neo vào bê tông trong phạm vi cùng khoảng cách x tính từ cạnh của móng.

(2) Lực kéo trong cốt thép được neo xác định từ:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

trong đó:

- R là hợp lực của áp lực nền trong phạm vi khoảng cách x;
- z_e là cánh tay đòn ngoại lực, nghĩa là khoảng cách giữa R và lực thẳng đứng N_{Ed} ;
- N_{Ed} là lực thẳng đứng tương ứng với tổng áp lực nền giữa các tiết diện A và B;
- z_i là cánh tay đòn nội lực, nghĩa là khoảng cách giữa cốt thép và lực ngang F_c ;
- F_c là lực nén tương ứng với lực kéo lớn nhất $F_{s,max}$.



Hình 9.13 - Mô hình đối với lực kéo có xét đến vết nứt nghiêng

- (3) Cánh tay đòn z_e và z_1 có thể xác định theo các vùng nén cần thiết tương ứng đối với N_{Ed} và F_c . Để đơn giản, có thể xác định z_e bằng giả thiết $e = 0,15b$, xem Hình 9.13, và z_1 có thể lấy bằng $0,9d$.
- (4) Chiều dài neo đối với các thanh thép thẳng được ký hiệu là L_b như trên Hình 9.13. Nếu chiều dài này không đủ để neo F_s , có thể uốn thanh thép nhằm tăng chiều dài neo hoặc bố trí các cơ cấu neo tại đầu thanh thép.
- (5) Đối với các thanh thép thẳng không có đầu neo, giá trị x nhỏ nhất là tối hạn nhất. Để đơn giản, có thể giả thiết $x_{min} = h/2$. Đối với các dạng neo khác, giá trị x cao hơn có thể là giá trị tối hạn hơn.

9.8.3 Dầm giằng (móng)

- (1) Dầm giằng có thể sử dụng để loại trừ độ lệch tâm của tải trọng lên móng. Dầm cần được thiết kế để chịu mô men uốn và lực cắt. Nên bố trí cốt thép với các thanh thép có đường kính tối thiểu ϕ_{min} để chịu mô men uốn.

CHÚ THÍCH: Giá trị ϕ_{min} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 8 mm.

- (2) Dầm giằng cũng cần được thiết kế đối với tải trọng tối thiểu hướng từ trên xuống q_1 nếu tác động của máy lu nền có thể gây ảnh hưởng đến dầm giằng.

CHÚ THÍCH: Giá trị q_1 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 10 kN/m.

9.8.4 Móng cột trên đá

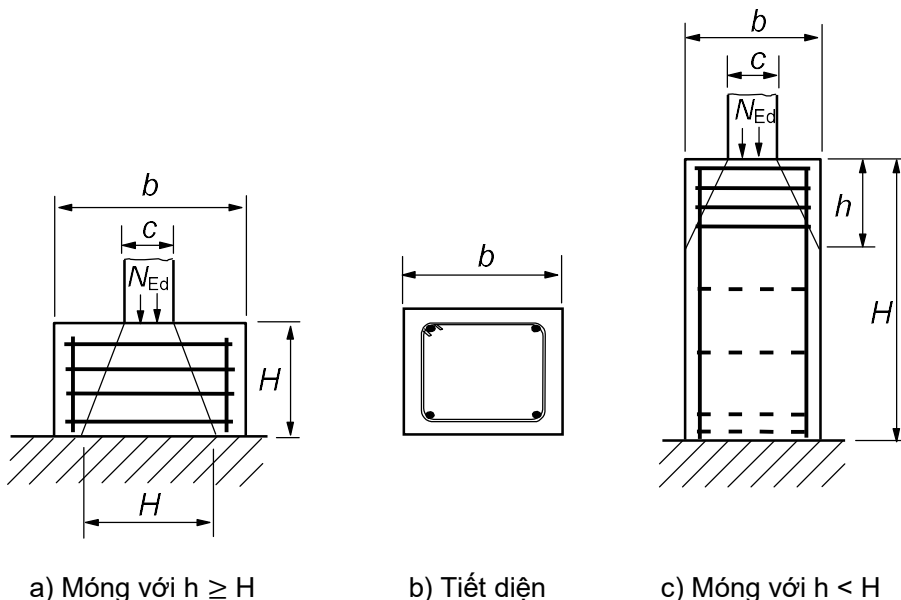
- (1) Cần bố trí cốt thép ngang một cách đầy đủ để chịu các lực chọc thủng trên móng khi áp lực nền ở trạng thái cực hạn lớn hơn q_2 . Cốt thép này có thể phân bố đều theo phương lực chọc thủng trên toàn bộ chiều cao h (xem Hình 9.14). Phải bố trí thanh thép có đường kính tối thiểu bằng ϕ_{min} .

CHÚ THÍCH: Các giá trị q_2 và ϕ_{min} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $q_2 = 5$ MPa và $\phi_{min} = 8$ mm.

- (2) Lực chọc thủng F_s có thể tính toán như sau (xem Hình 9.14):

$$F_s = 0,25(1 - c/h)N_{Ed} \quad (9.14)$$

trong đó h là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị b và H .



Hình 9.14 - Cốt thép chống chọc thủng của móng trên đá

9.8.5 Cọc khoan nhồi

- (1) Các điều khoản sau đây áp dụng cho các cọc khoan nhồi bê tông cốt thép. Đối với cọc khoan nhồi không có cốt thép, xem Điều 12.
- (2) Để cho phép bê tông chảy tự do xung quanh cốt thép, vấn đề quan trọng đầu tiên là cốt thép, lồng cốt thép và thép chờ bất kỳ kèm theo phải được cấu tạo sao cho quá trình chảy của bê tông không bị ảnh hưởng bất lợi.
- (3) Cọc khoan nhồi cần được bố trí cốt thép dọc với diện tích nhỏ nhất bằng $A_{s,bpmin}$ ứng với tiết diện A_c .

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,bpmin}$ và giá trị A_c tương ứng sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị cho trong Bảng 9.6N. Cốt thép này cần được phân bố dọc theo chu vi tiết diện.

Bảng 9.6N - Diện tích nhỏ nhất của cốt thép dọc trong cọc khoan nhồi

Tiết diện cọc: A_c	Diện tích nhỏ nhất của cốt thép dọc: $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025A_c$

Đường kính nhỏ nhất của cốt thép dọc không nên nhỏ hơn 16 mm. Cọc cần có ít nhất 6 thanh thép dọc. Khoảng cách thông thủy giữa các thanh thép không lớn hơn 200 mm đo dọc theo chu vi cọc.

(4) Để cấu tạo cốt thép dọc và cốt thép ngang trong cọc khoan nhồi, xem tiêu chuẩn EN 1536.

9.9 Các vùng có tính không liên tục về hình học hoặc tác động

(1) Vùng D thông thường nên được thiết kế với mô hình thanh chống – giằng theo 6.5 và được cấu tạo theo các quy định đã nêu trong Điều 8.

CHÚ THÍCH: Các thông tin thêm được nêu trong Phụ lục J.

(2) Cốt thép tương ứng với các thanh giằng phải được neo đầy đủ bằng chiều dài neo L_{bd} theo 8.4.

9.10 Hệ giằng

9.10.1 Quy định chung

(1)P Kết cấu không được thiết kế để chịu các tác động bất thường phải có hệ giằng thích hợp nhằm tránh sự sụp đổ dây chuyền bằng cách bố trí các đường truyền tải trọng thay thế sau khi có hư hỏng cục bộ. Các quy định đơn giản sau đây được xem là đáp ứng yêu cầu này.

(2) Cần bố trí các giằng sau đây:

- a) các giằng theo chu vi;
- b) các giằng trong;
- c) các giằng nằm ngang cho cột hoặc tường;
- d) khi có yêu cầu, các giằng theo chiều đứng, đặc biệt trong nhà panen.

(3) Khi công trình nhà được phân chia thành các đơn nguyên kết cấu độc lập bằng các khe co giãn, mỗi đơn nguyên phải có hệ giằng độc lập.

(4) Trong thiết kế giằng, có thể giả thiết cốt thép tác dụng tại cường độ đặc trưng và khả năng chịu lực kéo được xác định theo các điều dưới đây.

(5) Cốt thép bố trí cho mục đích khác trong cột, tường, dầm và sàn có thể xem như là một phần giằng hoặc toàn bộ các giằng.

9.10.2 Phân bố tỷ lệ các giằng

9.10.2.1 Quy định chung

(1) Các giằng được dự kiến như là một sự tối thiểu không phải là gia cường bổ sung theo yêu cầu của phân tích kết cấu.

9.10.2.2 Giằng chu vi

(1) Tại mỗi cao trình sàn và mái, cần bố trí giằng chu vi liên tục một cách có hiệu quả trong phạm vi 1,2 m tính từ cạnh biên. Giằng có thể bao gồm cốt thép và được sử dụng như là một phần của giằng trong.

(2) Giằng chu vi phải có khả năng chịu được lực kéo:

$$F_{tie,per} = L_i q_1 \geq Q_2 \quad (9.15)$$

trong đó:

$F_{tie,per}$ lực trong giằng (ở đây: lực kéo);

L_i chiều dài của nhịp biên.

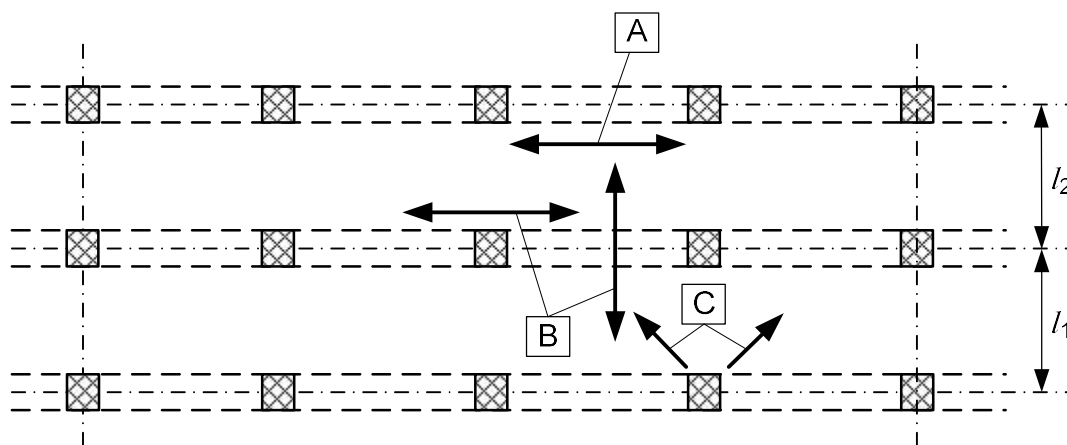
CHÚ THÍCH: Các giá trị q_1 và Q_2 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là $q_1 = 10 \text{ kN/m}$ và $Q_2 = 70 \text{ kN}$.

(3) Kết cấu với các cạnh biên bên trong nhà (ví dụ như cửa lấy ánh sáng, sân trong, v.v...) nên có giằng chu vi giống như các cạnh biên ngoài và phải được neo đủ.

9.10.2.3 Giằng trong

(1) Các giằng này cần ở trên mỗi cao trình sàn và mái theo hai hướng gần vuông góc với nhau. Chúng cần liên tục một cách có hiệu quả qua suốt chiều dài của chúng và cần được neo vào giằng chu vi tại mỗi đầu giằng, ngoại trừ giằng ngang liên tục vào các cột và tường.

(2) Một phần hay toàn bộ các giằng trong có thể được rải đều trên bản sàn hoặc có thể nhóm lại tại dầm, tường hoặc các vị trí thích hợp. Trong tường, chúng nên nằm trong phạm vi 0,5m tính từ mặt trên hoặc mặt dưới của bản sàn, xem Hình 9.15.



A - giằng theo chu vi **B** - giằng trong

C - giằng cột hoặc giằng tường theo phương ngang

Hình 9.15 - Giằng cho các tác động bất thường

(3) Theo mỗi hướng, các giằng trong cần có khả năng chịu được giá trị thiết kế của lực kéo $F_{tie,int}$ (tính bằng kN/m chiều rộng):

CHÚ THÍCH: Các giá trị $F_{tie,int}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 20 kN/m.

(4) Trong các sàn không có lớp đổ bù, trong đó giằng không thể cắt qua hướng nhịp, có thể nhóm các giằng ngang dọc theo các trục dầm. Trong trường hợp này, lực nhỏ nhất trên trục dầm trong là:

$$F_{tie} = q_3 (L_1 + L_2) / 2 \geq Q_4 \quad (9.16)$$

trong đó:

L_1 , L_2 là các chiều dài nhịp (m) của bản sàn ở mỗi bên dầm (xem Hình 9.15).

CHÚ THÍCH: Các giá trị q_3 và Q_4 sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là $q_3 = 20 \text{ kN/m}$ và $Q_4 = 70 \text{ kN}$.

- (5) Các giằng trong cần được nối với giằng chu vi sao cho đảm bảo truyền được các lực.

9.10.2.4 Giằng ngang vào cột và/hoặc tường

- (1) Các cột biên và tường cần được giằng theo phương ngang vào kết cấu tại mỗi cao trình sàn hoặc mái.

- (2) Các giằng cần có khả năng chịu được lực kéo $f_{\text{tie,fac}}$ trên mét dài của mặt façade. Đối với cột, lực kéo không cần vượt quá $F_{\text{tie,col}}$.

CHÚ THÍCH: Các giá trị $f_{\text{tie,fac}}$ và $F_{\text{tie,col}}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là $f_{\text{tie,fac}} = 20 \text{ kN/m}$ và $F_{\text{tie,col}} = 150 \text{ kN}$.

- (3) Các cột góc cần được giằng theo hai hướng. Cốt thép bố trí cho giằng chu vi có thể được sử dụng như giằng nằm ngang trong trường hợp này.

9.10.2.5 Giằng đứng

- (1) Trong nhà panen nhiều hơn hoặc bằng 5 tầng, cần bố trí các giằng đứng theo cột và/hoặc tường để hạn chế sự sụp đổ bản sàn trong trường hợp bất thường khi mất cột hoặc tường ở phía dưới. Các giằng này nên tạo thành bộ phận của hệ cầu vượt qua vùng bị hư hỏng.

- (2) Thông thường, các giằng đứng liên tục cần được bố trí từ cao trình thấp nhất đến cao trình cao nhất, có khả năng chịu tải trọng trong tình huống thiết kế bất thường, tác dụng lên sàn phía trên cột/tường có khả năng bị mất do sự cố. Có thể sử dụng các giải pháp khác, ví dụ như dựa vào tác dụng vách cứng của các cấu kiện tường còn lại và/hoặc dựa trên tác dụng kết cấu màng trong bản sàn, nếu khả năng cân bằng và khả năng biến dạng đủ lớn có thể được kiểm tra.

- (3) Khi cột hoặc tường được đỡ tại cao trình thấp nhất bởi cấu kiện không phải là móng (ví dụ như dầm hoặc bản sàn phẳng), sự cố mất cấu kiện này cần được xem xét trong thiết kế và cần bố trí bộ phận truyền lực thay thế hợp lý.

9.10.3 Tính liên tục và neo của giằng

- (1)P Các giằng theo hai phương nằm ngang phải liên tục một cách có hiệu quả và được neo tại chu vi của kết cấu.

- (2) Các giằng có thể được bố trí toàn bộ trong phạm vi lớp bê tông đổ tại chỗ trên bề mặt của hoặc tại các mối nối của các cấu kiện đúc sẵn. Khi các giằng không liên tục trong một mặt phẳng, phải xem xét hiệu ứng uốn do độ lệch tâm gây ra.

- (3) Thông thường, các giằng không nên nối chồng trong mối nối hẹp giữa các bộ phận đúc sẵn. Trong những trường hợp này, nên sử dụng neo cơ khí.

10. CÁC QUY ĐỊNH BỔ SUNG CHO CẤU KIỆN VÀ KẾT CẤU BÊ TÔNG ĐÚC SẴN

10.1 Quy định chung

(1)P Các quy định trong Điều này áp dụng cho công trình nhà được chế tạo bằng một phần hoặc toàn bộ các cấu kiện bê tông đúc sẵn và bổ sung cho các quy định ở trong các điều khác. Các nội dung bổ sung có liên quan đến cấu tạo, sản xuất và lắp ghép được đề cập trong các tiêu chuẩn sản phẩm cụ thể.

CHÚ THÍCH: Các đầu mục đánh số 10 dưới đây là số của điều tương ứng. Các đầu mục nhỏ hơn được đánh số liên tiếp, không gắn với đầu mục nhỏ hơn của các điều trước.

10.1.1 Các thuật ngữ riêng được sử dụng trong Điều này

Cấu kiện đúc sẵn (Precast element): cấu kiện được chế tạo trong nhà máy hoặc ở chỗ khác với vị trí cuối cùng trong kết cấu, được bảo vệ khỏi các điều kiện thời tiết bất lợi.

Sản phẩm đúc sẵn (Precast product): cấu kiện đúc sẵn được chế tạo tuân thủ một tiêu chuẩn CEN cụ thể.

Cấu kiện hỗn hợp (Composite element): cấu kiện bao gồm bê tông đổ tại chỗ và bê tông đúc sẵn có hoặc không có cốt thép nổi.

Sàn sườn và sàn chèn khối rỗng (Rib and block floor): bao gồm các sườn các sườn (hoặc dầm) đúc sẵn với phần chèn giữa chúng bằng các khối rỗng chế tạo từ đất sét hoặc các dạng khác của ván khuôn để lại vĩnh viễn, có hoặc không có lớp bề mặt đổ tại chỗ.

Tấm cứng (Diaphragm): cấu kiện phẳng chịu lực trong mặt phẳng; có thể bao gồm một số cấu kiện đúc sẵn liên kết với nhau.

Giằng (Tie): trong nội dung về kết cấu đúc sẵn, giằng là cấu kiện chịu kéo, liên tục một cách có hiệu quả, đặt ở trong sàn, tường hoặc cột.

Cấu kiện đúc sẵn tách biệt (Isolated precast member): cấu kiện trong trường hợp phá hoại không có các biện pháp thứ cấp truyền tải trọng.

Tình huống tạm thời (chuyển tiếp) (Transient situation) trong kết cấu bê tông đúc sẵn gồm:

- tháo ván khuôn;
- vận chuyển đến bãi chứa;
- lưu kho (điều kiện gối kê và tải trọng);
- vận chuyển đến công trường;
- lắp dựng (nâng);
- thi công (lắp ghép).

10.2 Cơ sở thiết kế, các yêu cầu cơ bản

(1)P Trong thiết kế và cấu tạo cho cấu kiện và kết cấu bê tông đúc sẵn, phải đặc biệt xem xét các nội dung sau:

TCVN X1992-1-1:202X

- các tình huống tạm thời (chuyển tiếp) (xem 10.1.1);
- các gối đỡ: tạm thời và thường xuyên;
- liên kết và mối nối giữa các cấu kiện.

(2) Khi thích hợp, các hệ quả động trong các tình huống tạm thời cần được kể đến. Khi không có các phân tích chính xác, các hệ quả tĩnh có thể được nhân với hệ số thích hợp (xem cùng các tiêu chuẩn sản phẩm dành cho các dạng sản phẩm đúc sẵn được chỉ định).

(3) Khi có yêu cầu, các cơ cấu cơ khí cần được cấu tạo chi tiết để cho phép dễ dàng trong lắp ghép, kiểm định và thay thế.

10.3 Vật liệu

10.3.1 Bê tông

10.3.1.1 Cường độ

(1) Đối với các sản phẩm đúc sẵn trong sản xuất liên tục chịu sự chi phối của hệ thống kiểm soát chất lượng một cách thích hợp, với cường độ chịu kéo của bê tông được thí nghiệm, các phân tích thống kê các kết quả thí nghiệm có thể sử dụng làm cơ sở để đánh giá cường độ chịu kéo phục vụ kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng, như là một thay thế cho Bảng 3.1.

(2) Có thể sử dụng các cấp cường độ trung gian trong Bảng 3.1.

(3) Trong trường hợp cấu kiện bê tông đúc sẵn được bảo dưỡng nhiệt, cường độ chịu nén của bê tông $f_{cm}(t)$ ở tuổi t trước 28 ngày có thể xác định theo biểu thức (3.1), trong đó tuổi bê tông t được thay thế bằng tuổi bê tông đã được điều chỉnh bởi nhiệt độ xác định theo biểu thức (B.10) trong Phụ lục B.

CHÚ THÍCH: Hệ số $\beta_{cc}(t)$ nên giới hạn đến giá trị bằng 1,0.

Đối với ảnh hưởng của bảo dưỡng nhiệt, có thể sử dụng biểu thức (10.1):

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

trong đó f_{cmp} là cường độ chịu nén trung bình sau khi bảo dưỡng nhiệt (nghĩa là tại thời điểm truyền ứng suất trước), xác định bằng thí nghiệm các mẫu tại thời điểm t_p ($t_p < t$), đã qua xử lý nhiệt giống như cấu kiện đúc sẵn.

10.3.1.2 Từ biến và co ngót

(1) Trong trường hợp cấu kiện bê tông đúc sẵn được bảo dưỡng nhiệt, cho phép xác định giá trị biến dạng do từ biến theo hàm số trưởng thành, biểu thức (B.10) trong Phụ lục B.

(2) Để tính toán biến dạng do từ biến, tuổi của bê tông t_0 (ngày) tại thời điểm chất tải trong biểu thức (B.5) cần được thay thế bằng tuổi bê tông tương đương xác định theo các biểu thức (B.9) và (B.10) của Phụ lục B.

(3) Trong các cấu kiện bê tông đúc sẵn được bảo dưỡng nhiệt, có thể giả thiết rằng:

- a) biến dạng do co ngót là không đáng kể trong quá trình bảo dưỡng nhiệt, và
- b) biến dạng do co ngót nội sinh có thể bỏ qua.

10.3.2 Thép ứng suất trước

10.3.2.1 Các tính chất công nghệ của thép ứng suất trước

(1)P Đối với cấu kiện căng trước, các hệ quả lên các tổn hao do chùng ứng suất của sự tăng nhiệt độ bê tông trong quá trình bảo dưỡng nhiệt phải được xem xét.

CHÚ THÍCH: Chùng ứng suất gia tăng nhanh chóng trong quá trình áp dụng bảo dưỡng nhiệt trong khi biến dạng nhiệt bắt đầu tại cùng một thời điểm. Cuối cùng, tốc độ chùng ứng suất bị giảm xuống khi kết thúc xử lý nhiệt.

(2) Thời gian tương đương t_{eq} cần được cộng với thời gian t sau khi căng theo các hàm số chùng ứng suất theo thời gian nêu trong 3.3.2 (7) nhằm tính đến các hệ quả của xử lý nhiệt đến tổn hao ứng suất trước do chùng ứng suất của cốt thép ứng suất trước. Thời gian tương đương có thể được tính toán từ biểu thức (10.2):

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

trong đó:

- t_{eq} là thời gian tương đương (giờ);
- $T_{(\Delta t_i)}$ là nhiệt độ (tính bằng °C) trong khoảng thời gian Δt_i ;
- T_{max} là nhiệt độ lớn nhất (tính bằng °C) trong quá trình xử lý nhiệt.

10.5 Phân tích kết cấu

10.5.1 Quy định chung

(1)P Phân tích phải kể đến:

- ứng xử của các đơn vị kết cấu tại tất cả các giai đoạn thi công bằng cách sử dụng các số liệu hình học và các tính chất phù hợp cho mỗi giai đoạn, và sự tương tác của chúng với các phần tử khác (ví dụ như tác dụng liên hợp với bê tông đổ tại chỗ, với các đơn vị đúc sẵn khác);
- ứng xử của hệ kết cấu bị ảnh hưởng bởi ứng xử của các mối nối giữa các phần tử, đặc biệt là biến dạng thực tế và cường độ của mối nối;
- các tính bất định ảnh hưởng đến ngăn cản (hay kiểm chế) chuyển vị/biến dạng và sự truyền lực giữa các phần tử sinh ra từ độ lệch về hình học và về vị trí của các đơn vị và gối tựa.

(2) Các hệ quả có lợi của sự ngăn cản chuyển vị/biến dạng theo phương ngang gây ra bởi ma sát do trọng lượng của phần tử được đỡ có thể sử dụng trong các vùng không có động đất (sử dụng $\gamma_{G,inf}$) và trong đó:

- ma sát không phải là chỗ tin cậy duy nhất đối với ổn định tổng thể của kết cấu;
- bố trí gối tựa sẽ loại trừ khả năng tích tụ sự trượt không phục hồi được của các phần tử, chẳng hạn như gây ra bởi sự ứng xử không đều dưới các tác động luân phiên (ví dụ như các hiệu ứng nhiệt theo chu kỳ đến các cạnh tiếp xúc với phần tử kê đơn giản);

– khả năng tải trọng va đập đáng kể bị loại trừ.

(3) Các hệ quả của sự dịch chuyển ngang cần được xem xét trong thiết kế có liên quan đến khả năng chịu lực của kết cấu và tính nguyên vẹn của các liên kết.

10.5.2 Tổn hao ứng suất trước

(1) Trong trường hợp cấu kiện bê tông đúc sẵn được bảo dưỡng nhiệt, sự làm giảm lực kéo trong các thanh căng và sự giãn nở bị kiềm chế của bê tông do nhiệt độ gây ra tổn hao ứng suất trước do nhiệt độ ΔP_θ . Tổn hao này có thể tính toán theo biểu thức (10.3):

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_o) \quad (10.3)$$

trong đó:

A_p là diện tích tiết diện ngang của các thanh căng;

E_p là mô đun đàn hồi của các thanh căng;

α_c là hệ số giãn nở nhiệt tuyến tính của bê tông (xem **3.1.3(5)**);

$T_{max} - T_o$ là chênh lệch giữa nhiệt độ lớn nhất và nhiệt độ ban đầu trong bê tông gần vị trí thanh căng, tính bằng °C.

CHÚ THÍCH: Tổn hao bất kỳ của ứng suất trước ΔP_θ gây ra bởi sự giãn dài khi bảo dưỡng nhiệt gây ra có thể bỏ qua nếu áp dụng biện pháp gia nhiệt trước cho thanh căng.

10.9 Các quy định cụ thể cho thiết kế và cấu tạo

10.9.1 Mô men ngàm trong bản sàn

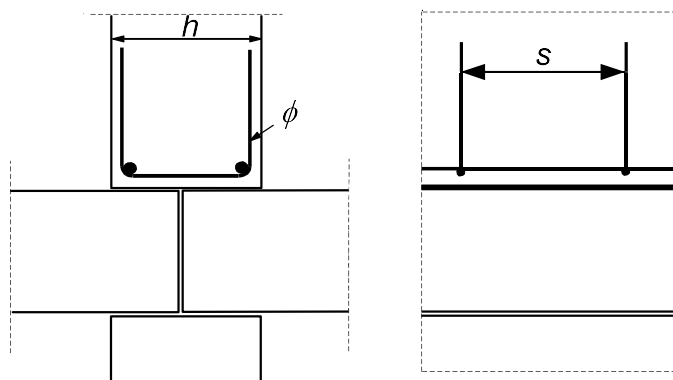
(1) Mô men ngàm có thể chịu bởi cốt thép trên đặt trong lớp bê tông đổ bù hoặc trong phần bê tông trong khe trống giữa các đơn vị (cấu kiện) có lõi rỗng. Trong trường hợp đầu, cốt thép chịu cắt trong mối nối phải được kiểm tra theo 6.2.5. Trong trường hợp sau, sự truyền lực giữa bê tông đổ tại chỗ và đơn vị có lõi rỗng cần được kiểm tra theo 6.2.5. Chiều dài của cốt thép trên cần tuân thủ 9.2.1.3.

(2) Các hệ quả do ngàm không được dự tính trước tại các gối tựa của bản sàn kê đơn giản cần được xem xét bằng cốt thép đặc biệt và/hoặc bằng cấu tạo đặc biệt.

10.9.2 Liên kết tường với sàn

(1) Trong các cấu kiện tường đặt trên các bản sàn, thông thường cần bố trí cốt thép dành cho độ lệch tâm có thể xảy ra và sự tập trung của tải trọng thẳng đứng tại chân tường. Đối với cấu kiện sàn, xem 10.9.1 (2).

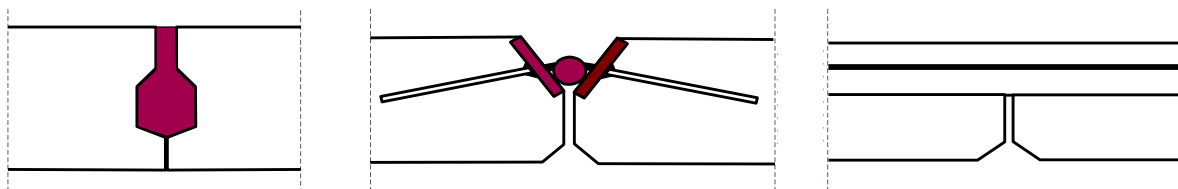
(2) Không yêu cầu bố trí cốt thép đặc thù khi tải trọng thẳng đứng trên đơn vị dài $\leq 0,5hf_{cd}$, trong đó h là chiều dày tường, xem Hình 10.1. Tải trọng có thể tăng lên $0,6 hf_{cd}$ với cốt thép tuân thủ Hình 10.1, có đường kính $\phi \geq 6$ mm và khoảng cách s không lớn hơn giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị h và 200 mm. Với tải trọng lớn hơn, cần thiết kế cốt thép theo (1). Đối với tường thấp hơn, cần có kiểm tra riêng.



Hình 10.1 - Ví dụ về cốt thép trong tường nằm trên mối nối giữa hai bản sàn

10.9.3 Hệ sàn

- (1)P Cấu tạo của hệ sàn phải phù hợp với các giả thiết trong phân tích và thiết kế. Các tiêu chuẩn sản phẩm thích hợp phải được xét đến.
- (2)P Khi sự phân bố tải trọng ngang giữa các đơn vị (đơn nguyên) liên kết được kể đến, phải bố trí liên kết chịu cắt một cách phù hợp.
- (3)P Ảnh hưởng của ngàm có thể có của các cấu kiện đúc sẵn phải được xem xét, ngay cả khi các gối tựa đơn giản được giả thiết trong thiết kế.
- (4) Truyền lực cắt trong các mối nối có thể đạt được bằng các cách khác nhau. Ba kiểu mối nối chính được mô tả trên Hình 10.2.



a) Mối nối bê tông hoặc chèn vữa

b) Mối nối hàn hoặc bu lông (ví dụ về một kiểu mối nối hàn)

c) Lớp bê tông đổ bù (có thể cần cốt thép đứng liên kết với lớp bê tông đổ bù theo để đảm bảo truyền lực cắt ở trạng thái giới hạn cực hạn)

Hình 10.2 - Các ví dụ về mối nối dành cho truyền lực cắt

- (5) Sự phân bố tải trọng theo phương ngang nên dựa trên các phân tích hoặc thí nghiệm, có tính đến các khả năng thay đổi tải trọng giữa các cấu kiện đúc sẵn. Lực cắt sinh ra giữa các cấu kiện sàn phải được xem xét trong thiết kế mối nối và các phần liên kết nhau của các phần tử (ví dụ như các sườn hoặc sườn dầm ngoài cùng).

Đối với sàn có tải trọng phân bố đều và khi không có các phân tích chính xác hơn, lực cắt trên đơn vị chiều dài có thể lấy bằng:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

trong đó:

q_{Ed} là giá trị thiết kế của tải trọng thay đổi (kN/m^2);

b_e là chiều rộng của phần tử.

(6) Khi sàn bê tông đúc sẵn được giả thiết là tấm cứng để truyền tải trọng ngang lên các cấu kiện giằng, cần xem xét các nội dung sau đây:

- tấm cứng cần tạo thành một phần của mô hình kết cấu thực, có kể đến tính tương thích biến dạng với các cấu kiện giằng;
- các hệ quả của biến dạng theo phương nằm ngang cần được kể đến đối với tất cả các phần kết cấu có liên quan đến truyền tải trọng ngang;
- tấm cứng cần được bố trí cốt thép để chịu lực kéo theo giả thiết trong mô hình kết cấu;
- sự tập trung ứng suất tại các lỗ mở và mối nối cần được kể đến trong cấu tạo cốt thép.

(7) Cốt thép ngang để truyền lực cắt qua mối nối trong tấm cứng có thể tập trung dọc theo các gối tựa, hình thành các giằng phù hợp với mô hình kết cấu. Cốt thép này có thể đặt trong lớp bê tông đổ bù, nếu có.

(8) Các cấu kiện đúc sẵn với lớp bê tông đổ bù dày ít nhất 40 mm có thể được thiết kế như cấu kiện liên hợp, nếu lực cắt tại mặt tương tác được kiểm tra theo 6.2.5. Cấu kiện đúc sẵn cần được kiểm tra tại tất cả các giai đoạn thi công, trước và sau tác động liên hợp bắt đầu có tác dụng.

(9) Cốt thép ngang đối với uốn và các hệ quả tác động khác có thể nằm hoàn toàn trong phạm vi lớp bê tông đổ bù phía trên. Cấu tạo cần phù hợp với mô hình kết cấu, ví dụ như theo giả thiết sàn hai phương.

(10) Sườn dầm và sườn trong đơn vị bản sàn tách biệt (nghĩa là các đơn vị/cấu kiện không được liên kết để truyền lực cắt) cần được bố trí cốt thép chịu cắt như đối với dầm.

(11) Sàn với các sườn và các khối đúc sẵn không có lớp bê tông đổ bù có thể phân tích như bản sàn đặc, nếu bố trí các sườn ngang đổ tại chỗ với cốt thép liên tục qua các sườn dọc và theo khoảng cách s_T theo Bảng 10.1.

(12) Trong tác động “tấm cứng” giữa các cấu kiện bản sàn đúc sẵn với mối nối bằng đồ bê tông hoặc vữa, ứng suất cắt trung bình theo chiều dọc v_{Rdi} cần được giới hạn đến 0,1 MPa đối với bề mặt rất trơn, và 0,15 MPa đối với các bề mặt trơn và gồ ghề. Xem 6.2.5 về định nghĩa các loại bề mặt.

Bảng 10.1 - Khoảng cách lớn nhất s_T của các sườn ngang để phân tích sàn với các sườn và khối block như các bản sàn đặc. s_L = khoảng cách của các sườn dọc, L_L = chiều dài (nhịp) của các sườn dọc, h = chiều dày sàn sườn

Dạng tải trọng tác dụng	$s_L \leq L_L/8$	$s_L > L_L/8$
Hoạt tải của nhà ở, tuyết	không yêu cầu	$s_T \leq 12h$
Khác	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

10.9.4 Liên kết và gối tựa cho các cấu kiện đúc sẵn

10.9.4.1 Vật liệu

(1)P Vật liệu sử dụng cho mối nối phải:

- có tính ổn định và độ bền lâu đối với tuổi thọ thiết kế của kết cấu;
- có tính tương thích hóa học và vật lý;
- được bảo vệ để chống lại các ảnh hưởng hóa học và vật lý bất lợi;
- có khả năng chịu lửa phù hợp với khả năng chịu lửa của kết cấu.

(2)P Các đệm gối tựa phải có các tính chất về cường độ và biến dạng tuân thủ các giả thiết của thiết kế.

(3)P Các chốt neo bằng kim loại cho mặt dựng, kết cấu bao che ở trong môi trường tiếp xúc khác với loại X0 và XC1 (Bảng 4.1) và không được bảo vệ để chống lại tác động của môi trường phải được làm từ vật liệu chống ăn mòn. Nếu có khả năng kiểm tra, cũng có thể sử dụng vật liệu mạ.

(4)P Trước khi hàn, phải kiểm tra sự phù hợp của vật liệu về tôi và tạo hình nguội.

10.9.4.2 Các quy định cho thiết kế và cấu tạo mối nối

(1)P Mối nối phải có khả năng chịu các hệ quả tác động phù hợp với các giả thiết thiết kế, có khả năng tiếp nhận các biến dạng cần thiết và đảm bảo ứng xử vững chắc của kết cấu.

(2)P Phải tránh sự nứt tách sớm và bong vỡ bê tông tại các đầu cấu kiện, cần kể đến

- sự dịch chuyển tương đối giữa các cấu kiện;
- sai số;
- các yêu cầu lắp ghép;
- dễ thi công;
- dễ kiểm định.

(3) Việc kiểm tra khả năng chịu lực và độ cứng của mối nối có thể dựa vào phân tích và khả năng hỗ trợ của thí nghiệm (đối với thiết kế dựa theo thí nghiệm, xem EN 1990, Phụ lục D). Các khiếm khuyết nên được kể đến. Các giá trị thiết kế dựa vào thí nghiệm nên cho phép đối với các sai số bất lợi từ các điều kiện thí nghiệm.

10.9.4.3 Liên kết truyền lực nén

(1) Các lực cắt có thể bỏ qua trong các mối nối chịu nén nếu chúng nhỏ hơn 10 % lực nén.

(2) Đối với các mối nối với vật liệu chèn bằng vữa, bê tông hoặc polymer, cần phải tránh sự dịch chuyển tương đối giữa các bề mặt được liên kết trong quá trình đóng rắn của vật liệu.

(3) Các mối nối không có vật liệu chèn (mối nối khô) chỉ nên được sử dụng khi chất lượng thi công (nhân công) phù hợp có thể đạt được. Ứng suất cục bộ trung bình giữa các mặt phẳng mối nối không nên lớn hơn $0,3f_{cd}$. Mối nối gồm các mặt cong (lồi) cần được thiết kế với sự xem xét về hình học.

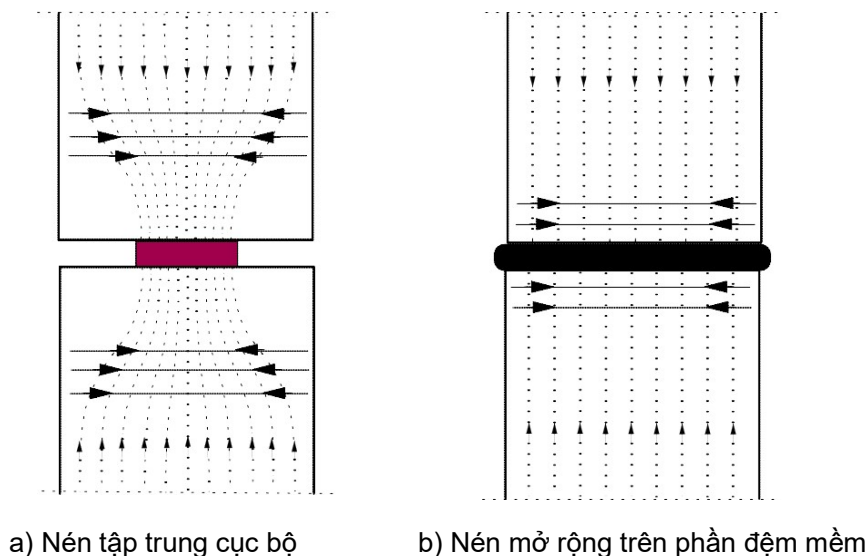
(4) Ứng suất kéo ngang trong các phần tử liền kề nhau cần được xem xét. Chúng có thể do nén tập trung theo Hình 10.3a, hoặc do mở rộng trên toàn bộ phần đệm mềm như trên Hình 10.3b. Cốt thép trong trường hợp a) có thể được thiết kế và bố trí theo 6.5. Cốt thép trong trường hợp b) nên được bố trí gần bề mặt các phần tử liền kề.

(5) Khi không có các mô hình chính xác hơn, cốt thép trong trường hợp b) có thể tính toán theo biểu thức (10.5):

$$A_s = 0,25(t / h)F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

trong đó:

- A_s là diện tích cốt thép trong mỗi bề mặt;
- t là chiều dày của phần đệm;
- h là kích thước của phần đệm theo hướng cốt thép;
- F_{Ed} là lực nén trong mỗi nối.



Hình 10.3 - Ứng suất kéo ngang tại mối nối chịu nén

(6) Khả năng chịu lực lớn nhất của mối nối chịu nén có thể xác định theo 6.7 hoặc có thể dựa vào phân tích có sự hỗ trợ của thí nghiệm (đối với thiết kế dựa theo thí nghiệm, xem EN 1990).

10.9.4.4 Liên kết truyền lực cắt

(1) Đối với truyền lực cắt trên các bề mặt giữa hai phần bê tông, ví dụ như cấu kiện đúc sẵn và bê tông đổ tại chỗ, xem 6.2.5.

10.9.4.5 Liên kết truyền mô men uốn hoặc lực kéo

(1)P Cốt thép phải liên tục qua mối nối và được neo vào phần tử liền kề.

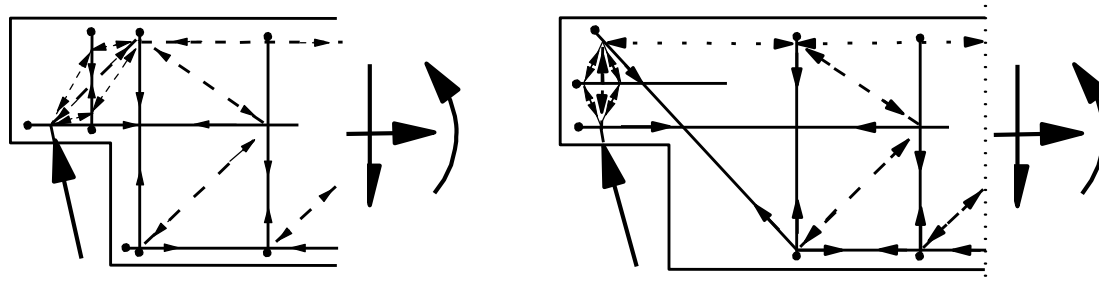
(2) Tính liên tục có thể đạt được bằng cách, như:

- nối chồng các thanh thép;
- nhồi vữa vào lỗ đặt cốt thép;
- nối chồng cốt thép uốn chữ U;
- hàn các thanh thép hoặc các bản thép;
- ứng suất trước;
- các cơ cấu cơ khí (ống nối ren hoặc hàn);
- các bộ nối rập (ống nối ép).

10.9.4.6 Mối nối một nửa

(1) Mối nối một nửa có thể được thiết kế bằng cách sử dụng các mô hình thanh chống – giằng theo 6.5. Hai mô hình có thể thay thế lẫn nhau và cốt thép được mô tả trên Hình 10.4. Hai mô hình có thể tổ hợp được với nhau.

CHÚ THÍCH: Hình vẽ chỉ minh họa các điểm đặc trưng chính của các mô hình thanh chống – giằng.



Hình 10.4 - Mô hình quy ước cho cốt thép trong mối nối một nửa

10.9.4.7 Neo cốt thép tại gối tựa

(1) Cốt thép trong các cấu kiện đỡ và được đỡ cần được cấu tạo nhằm đảm bảo neo trong nút tương ứng, cho phép có các sai số. Ví dụ được thể hiện trên Hình 10.5.

Chiều dài hiệu quả của gối tựa a_1 được kiểm soát bằng khoảng cách d (xem Hình 10.5) tính từ cạnh biên của các cấu kiện tương ứng, trong đó:

$$d_i = c_i + \Delta a_i \quad \text{với các móc chữ U nằm ngang hoặc các thanh neo khác}$$

$$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i \quad \text{với các thanh thép đứng có đầu uốn}$$

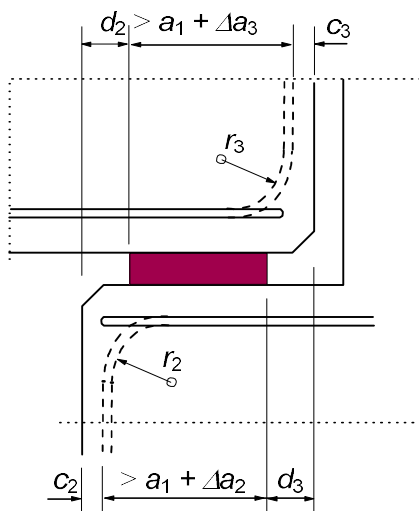
trong đó:

c_i là chiều dày lớp bê tông bảo vệ;

Δa_i là sai số (xem 10.9.5.2 (1));

r_i là bán kính uốn.

Xem Hình 10.5 và 10.9.5.2 (1) để xác định Δa_2 hoặc Δa_3 .



Hình 10.5 - Ví dụ về cấu tạo cốt thép trong gối tựa

10.9.5 Gối tựa

10.9.5.1 Quy định chung

- (1)P Chức năng chính của các gối tựa phải được đảm bảo bởi cốt thép trong các cấu kiện liên kề, giới hạn ứng suất trong gối tựa và các biện pháp nhằm tính đến (xử lý) sự dịch chuyển hoặc hạn chế chuyển vị/biến dạng.
- (2)P Đối với các gối tựa không cho phép trượt hoặc xoay mà không được hạn chế biến dạng đáng kể, các tác động do từ biến, co ngót, nhiệt độ, không thẳng hàng, không thẳng góc, v.v... phải được kể đến trong thiết kế các cấu kiện liên kề.
- (3) Các hệ quả của (2)P có thể yêu cầu bố trí cốt thép ngang trong các cấu kiện đỡ và được đỡ, và/hoặc cốt thép liên tục để giằng các cấu kiện với nhau. Chúng cũng có thể ảnh hưởng đến thiết kế cốt thép chủ trong các cấu kiện như vậy.
- (4)P Gối tựa phải được thiết kế và cấu tạo nhằm đảm bảo vị trí chính xác với việc tính đến các sai số trong sản xuất và lắp dựng.
- (5)P Các hệ quả có thể có của neo ứng suất trước và các hốc neo phải được kể đến.

10.9.5.2 Gối tựa đối với cấu kiện được nối (không tách biệt)

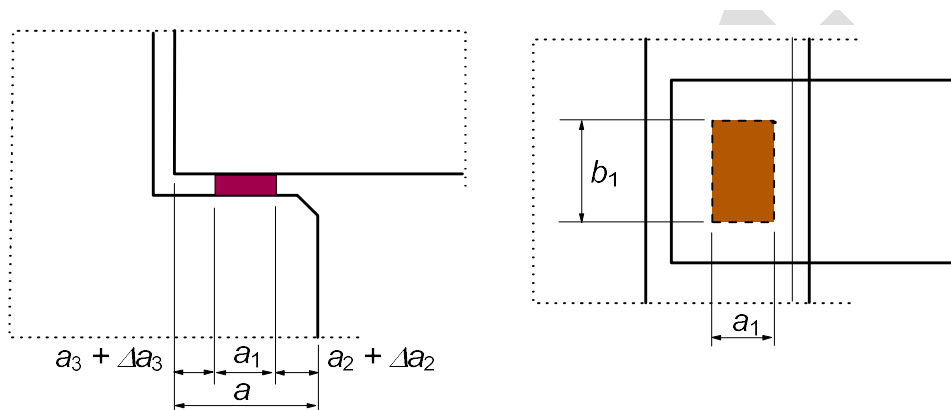
- (1) Chiều dài danh định a của gối tựa đơn giản như trên Hình 10.6 có thể tính toán như sau:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

trong đó:

- a_1 là chiều dài gối tựa liên quan đến ứng suất trong gối tựa, $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, nhưng không nhỏ hơn giá trị nhỏ nhất trong Bảng 10.2;
- F_{Ed} là giá trị thiết kế của phản lực gối tựa;

- b_1 là chiều rộng gối tựa, xem (3);
- f_{Rd} là giá trị thiết kế của cường độ gối tựa, xem (2);
- a_2 là khoảng cách được giả thiết không có hiệu quả, nằm ở đầu mút ngoài cùng của cấu kiện đỡ gối tựa, xem Hình 10.6 và Bảng 10.3;
- a_3 là khoảng cách tương tự đối với cấu kiện được đỡ, xem Hình 10.6 và Bảng 10.4;
- Δa_2 là sai số cho phép đối với khoảng cách giữa các cấu kiện đỡ, xem Bảng 10.5;
- Δa_3 là sai số cho phép đối với chiều dài của cấu kiện được đỡ, $\Delta a_3 = L_n/2500$, L_n là chiều dài của cấu kiện.



Hình 10.6 - Ví dụ về gối tựa với các ký hiệu

Bảng 10.2 - Giá trị nhỏ nhất của a_1 (mm)

Ứng suất tương đối của gối tựa, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Gối tựa kiểu dải (sàn, mái)	25	30	40
Sàn sườn và dầm mái	55	70	80
Gối tựa tập trung (dầm)	90	110	140

Bảng 10.3 - Khoảng cách a_2 (mm) theo giả thiết là không có hiệu quả tính từ đầu mút ngoài cùng của cấu kiện đỡ gối tựa.
Đệm đá bê tông phải được sử dụng trong trường hợp (-)

Vật liệu và kiểu gối tựa		σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Thép	kiểu dài		0	0	10
	tập trung		5	10	15
Bê tông cốt thép $\geq C30/37$	kiểu dài		5	10	15
	tập trung		10	15	25
Bê tông và bê tông cốt thép $< C30/37$	kiểu dài		10	15	25
	tập trung		20	25	35
Gạch đá	kiểu dài		10	15	(-)
	tập trung		20	25	(-)

Bảng 10.4 - Khoảng cách a_3 (mm) được giả thiết là không có hiệu quả ở đầu mút ngoài cùng của cấu kiện kê trên gối tựa

Cấu tạo cốt thép	Gối tựa	
	kiểu dài	Tập trung
Thanh thép liên tục kéo qua gối tựa (được ngàm hoặc không)	0	0
Thanh thép thẳng, cốt thép nằm ngang dạng chữ U, gần sát đầu cấu kiện	5	15, nhưng không nhỏ hơn lớp bảo vệ đầu cấu kiện
Thanh căng hoặc thanh thép thẳng tiếp xúc với đầu cấu kiện	5	15
Cốt thép đứng dạng chữ U	15	Lớp bảo vệ đầu cấu kiện + bán kính trong của đầu uốn

Bảng 10.5 - Sai số cho phép Δa_2 (mm) đối với khoảng cách thông thủy giữa các mặt của các gối tựa. L = chiều dài nhịp

Vật liệu gối tựa	Δa_2 (mm)
Thép hoặc bê tông đúc sẵn	$10 \leq L/1200 \leq 30$ mm
Gạch đá hoặc bê tông đổ tại chỗ	$15 \leq L/1200 + 5 \leq 40$ mm

- (2) Khi không có các quy định khác, có thể sử dụng các giá trị sau đây cho cường độ gối tựa:

$$f_{Rd} = 0,4f_{cd} \quad \text{đối với mỗi nối khớp (xem 10.9.4.3 (3) để xác định)}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd} \quad \text{đối với tất cả các trường hợp khác}$$

trong đó:

f_{cd} là giá trị thấp hơn của các cường độ thiết kế đối với cấu kiện đỡ và được đỡ;

f_{bed} là cường độ thiết kế của vật liệu đệm.

- (3) Nếu các biện pháp được thực hiện để đạt được sự phân bố đều của áp lực gối tựa, ví dụ như bằng vữa, neoprene hoặc các loại đệm tương tự, chiều rộng thiết kế của gối tựa b_1 có thể lấy bằng chiều rộng thực của gối tựa. Ngược lại và khi thiếu các phân tích chính xác hơn, b_1 không nên lớn hơn 600 mm.

10.9.5.3 Gối tựa đối với cấu kiện tách biệt

- (1)P Chiều dài danh định phải lớn hơn 20 mm so với chiều dài dành cho cấu kiện không tách biệt.
- (2)P Nếu cho phép dịch chuyển trong gối tựa, chiều dài gối tựa phải được tăng lên nhằm bao trùm cả chuyển dịch có thể xảy ra.
- (3)P Nếu cấu kiện được giằng với cấu kiện khác tại cao trình gối tựa, chiều dài gối tựa a_1 phải được tăng lên nhằm bao trùm được ảnh hưởng của sự xoay quanh giằng có thể xảy ra.

10.9.6 Móng cọc

10.9.6.1 Quy định chung

- (1)P Móng cọc bê tông phải có khả năng truyền các tác động thẳng đứng, mô men uốn và lực cắt ngang từ cột lên đất nền. Móng cọc phải đủ lớn để có khả năng chèn tốt bê tông ở dưới và xung quanh cột.

10.9.6.2 Móng cọc với các bề mặt có chốt chặn

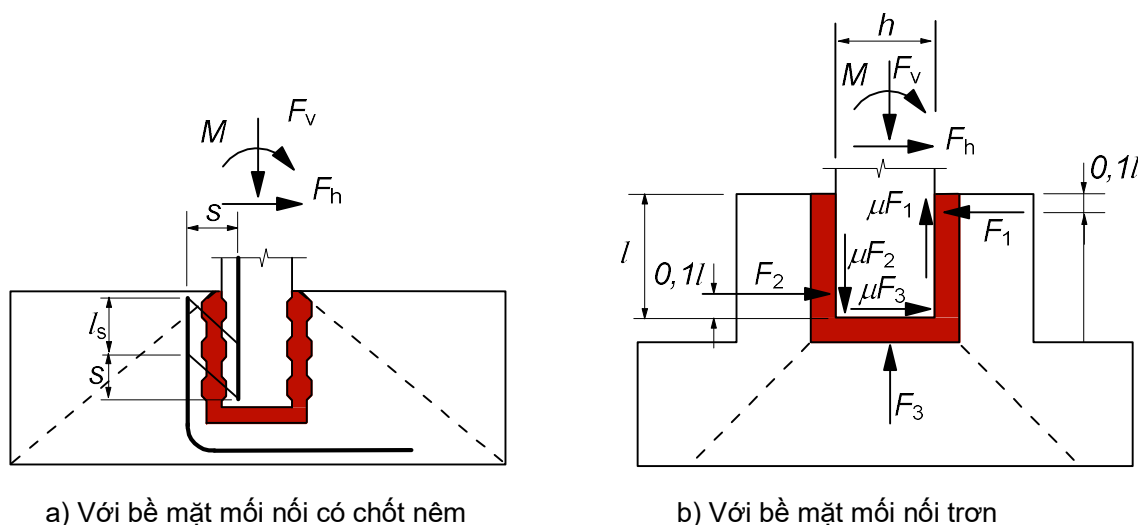
- (1) Móng cọc được làm với các hốc lõm hoặc các chốt chặn có thể được coi như có ứng xử toàn khối với cột.

(2) Khi lực kéo thẳng đứng do truyền mô men gây ra, cần phải cấu tạo một cách cẩn thận cho cốt thép nối chồng của cột và móng khi tính đến sự tách riêng của các thanh thép nối chồng. Chiều dài nối chồng theo 8.7 cần được tăng lên ít nhất bằng khoảng cách theo phương nằm ngang giữa các thanh thép trong cột và trong móng (xem Hình 10.7 (a)). Cần bố trí cốt thép ngang một cách thích hợp cho đoạn nối chồng.

(3) Thiết kế cốt thép chống chọc thủng cần giống các liên kết cột/móng toàn khối nêu trong 6.4, như minh họa trên Hình 10.7 (a), với điều kiện phải kiểm tra lực cắt truyền giữa cột và móng. Ngược lại, thiết kế chọc thủng phải như đối với móng cốc có các bề mặt trơn.

10.9.6.3 Móng cốc với bề mặt trơn

(1) Có thể giả thiết các lực và mô men được truyền từ cột sang móng bởi các lực nén F_1 , F_2 và F_3 qua phần bê tông chèn và các lực ma sát tương ứng như trên Hình 10.7 (b). Mô hình này đòi hỏi $L \geq 1,2h$.



Hình 10.7 - Móng cốc

(2) Hệ số ma sát không nên lấy lớn hơn $\mu = 0,3$.

(3) Cần đặc biệt chú ý tới:

- cấu tạo cốt thép cho F_1 tại mặt trên của thành móng cốc;
- truyền F_1 dọc theo thành ngang đến móng;
- neo cốt thép chủ trong cột và thành móng cốc;
- khả năng chịu cắt của cột trong phạm vi móng cốc;
- khả năng chống chọc thủng của bản móng dưới tác dụng của lực trong cột, việc tính toán khả năng chống chọc thủng có thể có thể kể đến phần bê tông chịu lực đỡ tại chỗ dưới cấu kiện đúc sẵn.

10.9.7 Hệ giằng

(1) Đối với các phần tử tấm chịu tải trong mặt phẳng của chúng, ví dụ như tường và tấm sàn cứng, sự tương tác cần thiết có thể đạt được bằng giằng kết cấu cùng nhau với các giằng theo chu vi và/hoặc giằng trong.

Các giằng tương tự cũng có thể có tác dụng chống sự sụp đổ dây chuyền theo 9.10.

draft

11. KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT LIỆU NHẹ

11.1 Quy định chung

(1)P Điều này đưa ra các yêu cầu bổ sung cho bê tông cốt liệu nhẹ (LWAC). Tham khảo các điều khác (1 đến 10 và 12) của tiêu chuẩn này và các Phụ lục.

CHÚ THÍCH: Các đầu mục đánh số 11 tiếp theo các điều. Các số tiếp sau số 11 được đánh số liên tiếp, không gắn với các số đầu mục ở trong các mục trước. Nếu có các sự thay thế nhau được nêu trong các biểu thức, hình vẽ hoặc bảng, các số tham chiếu gốc cũng được cố định bởi số 11.

11.1.1 Phạm vi áp dụng

(1)P Tất cả các điều khoản trong các Điều từ 1 đến 10 và Điều 12 đều có thể áp dụng chung, trừ khi chúng được thay thế bằng các điều khoản đặc biệt nêu trong Điều này. Nói chung, khi các giá trị cường độ bắt nguồn từ Bảng 3.1 được sử dụng trong các biểu thức, các giá trị đó phải được thay thế bằng các giá trị tương ứng đối với bê tông nhẹ, cho trong Bảng 11.3.1 của Điều này.

(2)P Điều 11 được áp dụng cho tất cả các loại bê tông với cấu trúc kín được chế tạo với cốt liệu nhẹ mà khoáng là tự nhiên hoặc nhân tạo, trừ khi kinh nghiệm thực tế chứng minh được rằng các điều khoản khác với các điều khoản đã nêu có thể được chấp nhận là an toàn.

(3) Điều này không áp dụng cho bê tông khí được bảo dưỡng chưng áp hoặc bảo dưỡng bình thường, hoặc cho bê tông cốt liệu nhẹ với cấu trúc hở.

(4)P Bê tông cốt liệu nhẹ là bê tông có cấu trúc kín và khối lượng thể tích không lớn hơn 2000 kg/m^3 bao gồm toàn bộ hoặc bổ sung một phần thành phần cốt liệu nhân tạo hoặc tự nhiên có khối lượng thể tích hạt nhỏ hơn 2000 kg/m^3 .

11.1.2 Các ký hiệu đặc biệt

(1)P Các ký hiệu sau đây chuyên dùng cho bê tông nhẹ:

LC là cấp cường độ của bê tông cốt liệu nhẹ, ký hiệu LC đứng trước;

η_E là hệ số chuyển đổi khi tính toán môđun đàn hồi;

η_1 là hệ số để xác định cường độ chịu kéo;

η_2 là hệ số để xác định hệ số từ biến;

η_3 là hệ số để xác định co ngót khô;

ρ là khối lượng thể tích sấy khô của bê tông cốt liệu nhẹ (kg/m^3).

Đối với các tính chất cơ học, sử dụng ký hiệu phụ bên dưới L (nhẹ).

11.3 Cơ sở thiết kế

(1)P Điều 2 có hiệu lực đối với bê tông nhẹ mà không có điều chỉnh.

11.3 Vật liệu

11.3.1 Bê tông

(1)P Trong EN 206, bê tông cốt liệu nhẹ được phân cấp theo khối lượng thể tích như trong Bảng 11.1. Trong bảng này đưa ra thêm các khối lượng thể tích tương ứng cho bê tông và bê tông cốt thép với hàm lượng cốt thép thông thường và chúng có thể dùng cho mục đích thiết kế trong tính toán trọng lượng bản thân hoặc tải trọng thường xuyên tác dụng. Ngoài ra, khối lượng thể tích có thể được quy định như là giá trị mục tiêu.

(2) Ngoài ra, sự góp phần của cốt thép vào khối lượng thể tích có thể xác định bằng tính toán.

Bảng 11.1 - Các cấp khối lượng thể tích và khối lượng thể tích thiết kế tương ứng của bê tông cốt liệu nhẹ (LWAC) theo tiêu chuẩn EN 206 – 1

Cấp khối lượng thể tích		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Khối lượng thể tích (kg/m ³)		801 – 1000	1001 – 1200	1201 – 1400	1401 – 1600	1601 – 1800	1801 – 2000
Khối lượng thể tích (kg/m ³)	Bê tông không cốt thép	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Bê tông cốt thép	1150	1350	1550	1750	1950	2150

(3) Cường độ chịu kéo của bê tông cốt liệu nhẹ có thể xác định bằng cách nhân các giá trị f_{ct} nêu trong Bảng 3.1 với hệ số:

$$\eta_t = 0,4 + 0,6\rho / 2200 \quad (11.1)$$

trong đó:

ρ là giới hạn cận trên của khối lượng thể tích khô đối với cấp thích hợp theo Bảng 11.1.

11.3.2 Biến dạng đàn hồi

(1) Giá trị trung bình của mô đun cắt tuyến E_{lcm} đối với bê tông cốt liệu nhẹ LWAC có thể xác định bằng cách nhân các giá trị trong Bảng 3.1, dành cho bê tông có khối lượng thể tích thông thường, với hệ số sau đây:

$$\eta_E = (\rho / 2200)^2 \quad (11.2)$$

trong đó ρ là khối lượng thể tích sấy khô theo tiêu chuẩn EN 206 – 1, Điều 4 (xem Bảng 11.1).

Khi cần có số liệu chính xác hơn, ví dụ khi độ vồng là rất quan trọng, cần thực hiện các thí nghiệm để xác định giá trị E_{lcm} theo ISO 6784.

CHÚ THÍCH: Phụ lục Quốc gia có thể đề cập đến các thông tin bổ sung không mâu thuẫn.

Bảng 11.3.1 - Các đặc trưng ứng suất và biến dạng của bê tông nhẹ

Cấp cường độ đối với bê tông nhẹ														Quan hệ giải tích, giải thích
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{ck,cube}$	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{cm} (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Với $f_{ck} \geq 20$ MPa $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$													$\eta_1=0,40+0,06\rho/2200$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	$f_{ctk,0.05} = f_{ctk,0.05} \cdot \eta_1$													5 % - phân vị
$f_{ctk,0.95}$	$f_{ctk,0.95} = f_{ctk,0.95} \cdot \eta_1$													95 % - phân vị
E_{cm} (GPa)	$E_{cm} = E_{cm} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
ϵ_{lc1} (‰)	$k f_{cm}(E_{cm} \eta_E)$ { $k=1,1$ đối với bê tông cát cốt liệu nhẹ; $k = 1,0$ đối với bê tông các cốt liệu nhẹ}													Xem Hình 3.2
ϵ_{lcu1} (‰)	ϵ_{lc1}													Xem Hình 3.2
ϵ_{lc2} (‰)	2,0													Xem Hình 3.3
ϵ_{lcu2} (‰)	3,5 η_1													Xem Hình 3.3 $\epsilon_{lcu2} \geq \epsilon_{lc2}$
n	2,0													
ϵ_{lc3} (‰)	1,75													Xem Hình 3.4
ϵ_{lcu3} (‰)	3,5 η_1													Xem Hình 3.4 $\epsilon_{lcu3} \geq \epsilon_{lc3}$

(2) Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông cốt liệu nhẹ phụ thuộc chủ yếu vào dạng cốt liệu được sử dụng và hệ số này thay đổi trong một phạm vi rộng giữa $4 \cdot 10^{-6}/K$ và $14 \cdot 10^{-6}/K$.

Đối với mục đích thiết kế, khi giãn nở nhiệt không rất quan trọng, hệ số giãn nở nhiệt có thể lấy bằng $8 \cdot 10^{-6}/K$.

Sự chênh lệch giữa các hệ số giãn nở nhiệt của thép và bê tông cốt liệu nhẹ không cần phải xem xét đến trong thiết kế.

11.3.3 Từ biến và co ngót

(1) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, hệ số từ biến φ có thể giả thiết bằng giá trị của bê tông có khối lượng thể tích thông thường nhân với hệ số $(\rho/2200)^2$.

Biến dạng do từ biến cũng được suy ra bằng cách nhân với hệ số η_2 :

$$\begin{aligned}\eta_2 &= 1,3 \text{ đối với } f_{lck} \leq LC16/18 \\ &= 1,0 \text{ đối với } f_{lck} \geq LC20/22\end{aligned}$$

(2) Các giá trị co ngót khô cuối cùng đối với bê tông nhẹ có thể nhận được bằng cách nhân các giá trị dành cho bê tông có khối lượng thể tích thông thường trong Bảng 3.2 với hệ số η_3 :

$$\begin{aligned}\eta_3 &= 1,5 \text{ đối với } f_{lck} \leq LC16/18 \\ &= 1,2 \text{ đối với } f_{lck} \geq LC20/22\end{aligned}$$

(3) Các biểu thức (3.11), (3.12) và (3.13) cung cấp thông tin về co ngót nội sinh và cho các giá trị lớn nhất đối với các loại bê tông cốt liệu nhẹ, trong đó không thể chuyển nước từ cốt liệu sang vi cấu trúc khô. Nếu sử dụng cốt liệu nhẹ bão hòa nước, hoặc thậm chí bão hòa một phần, các giá trị co ngót nội sinh sẽ được giảm xuống đáng kể.

11.3.4 Quan hệ ứng suất – biến dạng để phân tích phi tuyến kết cấu

(1) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, các giá trị ε_{c1} và ε_{cu1} trên Hình 3.2 cần thay thế bằng ε_{lc1} và ε_{lcu1} cho trong Bảng 11.3.1.

11.3.5 Cường độ chịu nén thiết kế và cường độ chịu kéo thiết kế

(1)P Giá trị cường độ chịu nén thiết kế được xác định theo biểu thức:

$$f_{lctd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / \gamma_C \quad (11.3.15)$$

trong đó γ_C là hệ số riêng đối với bê tông, xem 2.4.2.4, và α_{lcc} là hệ số theo 3.1.6 (1)P.

CHÚ THÍCH: Giá trị α_{lcc} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,85.

(2)P Giá trị cường độ chịu kéo thiết kế được xác định theo biểu thức:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lctk} / \gamma_C \quad (11.3.16)$$

trong đó γ_c là hệ số riêng đối với bê tông, xem 2.4.2.4, và α_{lct} là hệ số lấy theo 3.1.6 (2)P.

CHÚ THÍCH: Giá trị α_{lct} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,85.

11.3.6 Quan hệ ứng suất – biến dạng để thiết kế tiết diện

- (1) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, các giá trị ε_{c2} và ε_{cu2} trên Hình 3.3 cần thay thế bằng ε_{lc2} và ε_{lcu2} trong Bảng 11.3.1.
- (2) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, các giá trị ε_{c3} và ε_{cu3} trên Hình 3.4 cần thay thế bằng ε_{lc3} và ε_{lcu3} trong Bảng 11.3.1.

11.3.7 Bê tông bị hạn chế biến dạng ngang

- (1) Nếu không thể có số liệu chính xác hơn, có thể sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng được thể hiện trên Hình 3.6 với cường độ đặc trưng và biến dạng được tăng lên theo:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k\sigma_2/f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

CHÚ THÍCH: Giá trị k sử dụng trong quốc gia có thể có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là:

1,1 đối với bê tông cốt liệu nhẹ dùng cát làm cốt liệu mịn

1,0 đối với bê tông cốt liệu nhẹ (cả cốt liệu mịn và thô)

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} (f_{lckc}/f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2\sigma_2/f_{lck} \quad (11.3.27)$$

trong đó ε_{lc2} và ε_{lcu2} lấy theo Bảng 11.3.1.

11.4 Độ bền lâu và lớp bảo vệ cốt thép

11.4.1 Các điều kiện môi trường

- (1) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ trong Bảng 4.1, có thể sử dụng các loại điều kiện tiếp xúc như đối với bê tông có khối lượng thể tích thông thường.

11.4.2 Lớp bê tông bảo vệ và các tính chất của bê tông

- (1)P Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, các giá trị nhỏ nhất của lớp bê tông bảo vệ cho trong Bảng 4.2 phải được tăng thêm 5 mm.

11.5 Phân tích kết cấu

11.5.1 Khả năng xoay

CHÚ THÍCH: Đối với bê tông nhẹ, giá trị $\theta_{pl,d}$ như trên Hình 5.6N cần được nhân với hệ số $\varepsilon_{lc2}/\varepsilon_{c2}$.

11.6 Các trạng thái giới hạn cực hạn

11.6.1 Cấu kiện không yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt

(1) Giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt của cấu kiện bê tông nhẹ không cần cốt thép chịu cắt $V_{IRd,c}$ được xác định theo biểu thức sau:

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

trong đó η_1 được xác định theo biểu thức (11.1), f_{lck} lấy từ Bảng 11.3.1 và σ_{cp} là ứng suất nén trung bình trong tiết diện do lực dọc trục và ứng suất trước gây ra, trong đó $\sigma_{cp} < 0,2f_{cd}$.

CHÚ THÍCH: Các giá trị $C_{IRd,c}$, $v_{l,min}$ và k_1 sử dụng trong quốc gia có thể có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị đối với $C_{IRd,c} = 0,15/\gamma_C$,

$v_{l,min} = 0,028k^{3/2}f_{lck}^{1/2}$ và $k_1 = 0,15$.

Bảng 11.6N - Các giá trị $v_{l,min}$ đối với các giá trị đã cho d và f_{lck}

d (mm)	$v_{l,min}$ (MPa)						
	f_{lck} (MPa)						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,23	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
≥ 1000	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

(2) Lực cắt V_{Ed} được tính toán không có hệ số giảm β (xem 6.2.2 (6)) cần luôn luôn thỏa mãn điều kiện:

$$V_{Ed} \leq 0,5\eta_1 b_w d v_1 f_{lck} \quad (11.6.5)$$

trong đó:

v_1 theo 11.6.2 (1).

11.6.2 Cấu kiện yêu cầu thiết kế cốt thép chịu cắt

(1) Hệ số giảm cho khả năng chịu nén vỡ của thanh chống bê tông (dài bê tông chịu nén) là v_1 .

CHÚ THÍCH 1: Giá trị v_1 sử dụng trong quốc gia có thể có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị như sau:

$$v_1 = 0,5(1 - f_{lck} / 250) \quad (11.6.6N)$$

CHÚ THÍCH 2: Đối với bê tông nhẹ v_1 cần được điều chỉnh theo Chú thích 2 trong 6.2.3 (3).

11.6.3 Xoắn

11.6.3.1 Quy trình thiết kế

(1) Trong biểu thức (6.30) dùng cho bê tông nhẹ, v lấy bằng v_1 theo 11.6.2 (1).

11.6.4 Chọc thủng

11.6.4.1 Khả năng chống chọc thủng của bản sàn hoặc đế cột không cần cốt thép chịu cắt

(1) Khả năng chống chọc thủng trên đơn vị diện tích của bản sàn bê tông nhẹ được xác định theo biểu thức:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_2 \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

trong đó:

η_1 được xác định theo biểu thức (11.1);

$C_{IRd,c}$ xem 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ xem 11.6.1 (1).

CHÚ THÍCH: Giá trị k_2 sử dụng trong quốc gia có thể có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,08.

(2) Khả năng chống chọc thủng v_{IRd} của đế cột làm bằng bê tông nhẹ được xác định theo biểu thức:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d / a \geq \eta_1 v_{l,min} 2d / a \quad (11.6.50)$$

trong đó:

η_1 được xác định theo biểu thức (11.1);

$\rho_l \geq 0,005$;

$C_{IRd,c}$ xem 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ xem 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Khả năng chống chọc thủng của bản sàn hoặc đế cột có cốt thép chịu cắt

(1) Khi có yêu cầu cốt thép chịu cắt, khả năng chống chọc thủng được xác định theo biểu thức:

$$v_{IRd,cs} = 0,75 v_{IRd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha \quad (11.6.52)$$

trong đó $v_{IRd,c}$ được xác định theo biểu thức (11.6.47) hoặc (11.6.50), chọn biểu thức nào thích hợp.

(2) Ở vùng gần cột, khả năng chịu cắt được giới hạn đến giá trị:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{IRd,max} \quad (11.6.53)$$

Giá trị của $V_{IRd,max}$ sử dụng trong quốc gia có thể có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,4v f_{lctd}$, trong đó v được lấy bằng v_1 (v_1 xác định theo biểu thức (11.6.6N)).

11.6.5 Vùng chất tải cục bộ

(1) Khi tải trọng phân bố đều trên diện tích A_{c0} (xem Hình 6.29), khả năng chịu lực tập trung có thể xác định theo biểu thức:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{lctd} [A_{c1} / A_{c0}]^{\frac{\rho}{4400}} \leq 3,0 f_{lctd} A_{c0} \left(\frac{\rho}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Mỏi

(1) Để kiểm tra mỏi cho cấu kiện được chế tạo từ bê tông cốt liệu nhẹ, yêu cầu phải có sự xem xét đặc biệt. Nên tham khảo ETA.

11.7 Các trạng thái giới hạn sử dụng

(1)P Tỷ số cơ sở nhịp/chiều cao hiệu quả đối với cấu kiện bê tông cốt thép không chịu nén dọc trục được nêu trong 7.4.2 nên được giảm bằng hệ số $\eta_E^{0,15}$ khi áp dụng cho bê tông cốt liệu nhẹ.

11.8 Cấu tạo cốt thép – Tổng quát

11.8.1 Đường kính trục uốn cho phép đối với thanh thép uốn

(1) Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, kích thước trục uốn cốt thép dành cho bê tông có khối lượng thể tích thông thường nêu trong 8.3 để tránh nứt tách bê tông tại các đầu uốn, đầu móc và đầu uốn chữ U, nên tăng lên 50 %.

11.8.2 Ứng suất bám dính cực hạn

(1) Giá trị thiết kế của ứng suất bám dính cực hạn đối với các thanh thép trong bê tông nhẹ có thể tính toán bằng cách sử dụng biểu thức (8.2) với sự thay thế giá trị f_{lctd} cho f_{ctd} , với $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_C$. Các giá trị $f_{lctk,0,05}$ cho trong Bảng 11.3.1.

11.9 Cấu tạo các cấu kiện và các quy định riêng

(1) Đường kính của các thanh thép nằm trong bê tông cốt liệu nhẹ thông thường không nên vượt quá 32 mm. Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, bố các thanh thép không nên nhiều hơn 2 thanh thép và đường kính tương đương không nên lớn hơn 45 mm.

11.10 Các quy định bổ sung cho cấu kiện và kết cấu bê tông đúc sẵn

(1) Điều 10 có thể áp dụng cho bê tông cốt liệu nhẹ không cần điều chỉnh nào.

11.12 Kết cấu bê tông không cốt thép và ít cốt thép

- (1) Điều **12** có thể áp dụng cho bê tông cốt liệu nhẹ không cần điều chỉnh nào.

draft

12. KẾT CẤU BÊ TÔNG KHÔNG CỐT THÉP VÀ ÍT CỐT THÉP

12.1 Quy định chung

(1)P Điều này đưa ra các quy định bổ sung cho kết cấu bê tông không cốt thép hoặc trong đó cốt thép được bố trí ít hơn yêu cầu cốt thép tối thiểu đối với bê tông cốt thép.

CHÚ THÍCH: Các đầu mục được đánh số 12 tương ứng với số điều. Các đầu mục tiếp sau được đánh số liên tiếp và không có liên quan đến đầu mục của các điều trước.

(2) Điều này áp dụng cho các cấu kiện mà các hệ quả của các tác động động có thể bỏ qua. Điều này không áp dụng cho các hệ quả như các hệ quả từ các máy móc có dao động quay và từ tải trọng giao thông. Các ví dụ về các cấu kiện này gồm:

- cấu kiện chủ yếu chịu nén, nhưng không phải là nén do ứng suất trước, ví dụ như tường, cột, vòm, tuy nèn;
- móng băng, móng đơn;
- tường chắn;

cọc có đường kính ≥ 600 mm và trong đó $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

(3) Khi các cấu kiện được chế tạo bằng bê tông cốt liệu nhẹ với cấu trúc kín theo Điều 11 hoặc đối với các cấu kiện bê tông đúc sẵn và các kết cấu được đề cập trong tiêu chuẩn này, các quy định thiết kế cần được thay đổi cho phù hợp.

(4) Các cấu kiện bê tông không loại trừ việc bố trí cốt thép cần thiết để đáp ứng các yêu cầu về khả năng sử dụng và / hoặc độ bền lâu, cũng như cốt thép trong các phần nhất định của các cấu kiện. Các cốt thép này có thể được kể đến để kiểm tra các trạng thái giới hạn cực hạn cục bộ cũng như để kiểm tra các trạng thái giới hạn sử dụng.

12.3 Vật liệu

12.3.1 Bê tông: các giả thiết thiết kế bổ sung

(1) Do tính chất dẻo của bê tông thấp, các giá trị $\alpha_{cc,pl}$ và $\alpha_{ct,pl}$ cần lấy nhỏ hơn α_{cc} và α_{ct} đối với bê tông cốt thép.

CHÚ THÍCH: Các giá trị $\alpha_{cc,pl}$ và $\alpha_{ct,pl}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị đối với cả hai $\alpha_{cc,pl} = \alpha_{ct,pl} = 0,8$.

(2) Khi ứng suất kéo được xem xét đối với khả năng chịu lực thiết kế của cấu kiện bê tông, biểu đồ ứng suất – biến dạng (xem 3.1.7) có thể được kéo dài đến cường độ chịu kéo thiết kế bằng cách sử dụng biểu thức (3.16) hoặc quan hệ tuyến tính.

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad (12.1)$$

(3) Các phương pháp cơ học phá hủy có thể được sử dụng, nếu có thể chứng minh được rằng chúng đạt được mức an toàn yêu cầu.

12.5 Phân tích kết cấu: các trạng thái giới hạn cực hạn

(1) Do cấu kiện bê tông không cốt thép có tính dẻo hạn chế, các phân tích tuyến tính với sự phân bố lại nội lực hoặc một cách tiếp cận dẻo để phân tích, ví dụ như các phương pháp không có sự kiểm tra chi tiết về khả năng biến dạng, không nên sử dụng, trừ khi việc áp dụng của các phương pháp đó có thể được điều chỉnh.

(2) Phân tích kết cấu có thể dựa vào lý thuyết phi tuyến hoặc đàn hồi tuyến tính. Trong trường hợp phân tích phi tuyến (ví dụ như cơ học phá hủy), kiểm tra khả năng biến dạng nên được thực hiện.

12.6 Các trạng thái giới hạn cực hạn

12.6.1 Khả năng chịu uốn thiết kế và khả năng chịu nén dọc trục thiết kế

(1) Trong trường hợp tường, tùy thuộc vào việc cung cấp đầy đủ các chi tiết xây dựng và bảo dưỡng, có thể bỏ qua các biến dạng do nhiệt độ hoặc co ngót.

(2) Quan hệ ứng suất – biến dạng đối với bê tông cần lấy theo 3.1.7.

(3) Khả năng chịu lực dọc trục N_{Rd} của tiết diện chữ nhật với độ lệch tâm e theo hướng h_w có thể lấy bằng:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e / h_w) \quad (12.2)$$

trong đó:

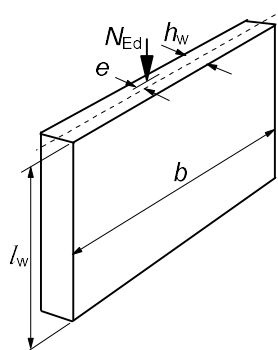
$\eta f_{cd,pl}$ là cường độ chịu nén thiết kế hiệu quả (xem 3.1.7 (3));

b là chiều rộng toàn bộ tiết diện ngang (xem Hình 12.1);

h_w là chiều cao toàn bộ tiết diện ngang;

e là độ lệch tâm của N_{Ed} theo hướng h_w .

CHÚ THÍCH: Khi sử dụng các phương pháp đơn giản hóa khác, chúng không nên kém an toàn so với phương pháp chính xác sử dụng quan hệ ứng suất-biến dạng cho trong 3.1.7.



Hình 12.1 – Định nghĩa các kích thước cho tường bê tông

12.6.2 Phá hoại cục bộ

(1)P Trừ khi có các biện pháp tránh được sự phá hoại kéo cục bộ của tiết diện ngang, độ lệch tâm lớn nhất của lực dọc trục N_{Ed} trên tiết diện ngang phải được giới hạn nhằm tránh các vết nứt rộng.

12.6.3 Cắt

(1) Trong tính toán cấu kiện bê tông không cốt thép, có thể lấy cường độ chịu kéo của bê tông ở trạng thái giới hạn cực hạn đối với cắt, nếu hoặc bằng tính toán hoặc bằng kinh nghiệm có thể loại trừ được sự phá hoại giòn và khả năng chịu lực được đảm bảo.

(2) Đối với tiết diện chịu lực cắt V_{Ed} và lực dọc N_{Ed} tác dụng qua vùng chịu nén A_{cc} , giá trị tuyệt đối của các thành phần của ứng suất thiết kế cần lấy bằng:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = kV_{Ed} / A_{cc} \quad (12.4)$$

CHÚ THÍCH: Giá trị k sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,5.

và cần kiểm tra điều kiện sau:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

trong đó:

$$\text{nếu } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

hoặc

$$\text{nếu } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (12.7)$$

trong đó:

f_{cvt} là cường độ thiết kế vừa chịu cắt và chịu nén của bê tông (cường độ thiết kế chịu cắt và chịu nén của bê tông);

$f_{cd,pl}$ là cường độ thiết kế chịu nén của bê tông;

$f_{ctd,pl}$ là cường độ thiết kế chịu kéo của bê tông.

(3) Cấu kiện bê tông có thể được xem như không bị nứt ở trạng thái giới hạn cực hạn nếu chúng chịu nén hoàn toàn hoặc giá trị tuyệt đối của ứng suất kéo chính trong bê tông σ_{ct1} không lớn hơn $f_{ctd,pl}$.

12.6.4 Xoắn

(1) Thông thường, các cấu kiện bị nứt không nên thiết kế để chịu mô men xoắn, trừ khi có thể được chứng minh.

12.6.5 Trạng thái giới hạn cực hạn do biến dạng kết cấu (mất ổn định)

12.6.5.1 Độ mảnh của cột và tường

(1) Độ mảnh của cột hoặc tường được xác định bằng:

$$\lambda = L_0 / i \quad (12.8)$$

trong đó:

i là bán kính quán tính nhỏ nhất;

L_0 là chiều dài hữu hiệu của cấu kiện, có thể giả thiết là:

$$L_0 = \beta \cdot L_w \quad (12.9)$$

trong đó:

L_w là chiều cao thông thủy của cấu kiện;

β là hệ số phụ thuộc vào các điều kiện gối tựa:

đối với cột, nên giả thiết chung là $\beta = 1$;

đối với cột hoặc tường côngxon: $\beta = 2$;

đối với các loại tường khác, giá trị β cho trong Bảng 12.1.

(2) Giá trị β nên tăng lên một cách thích hợp nếu khả năng chịu lực ngang bị ảnh hưởng bởi các rãnh hoặc các hốc.

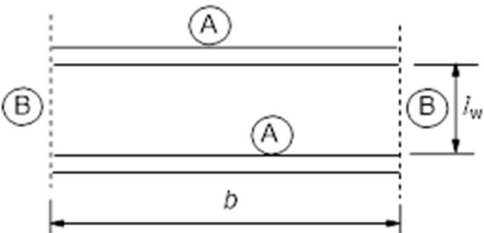
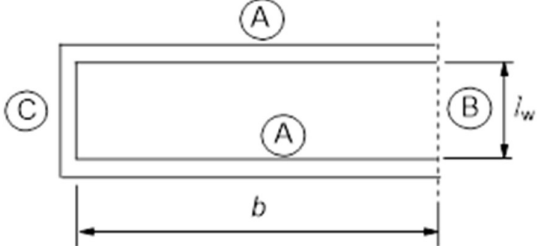
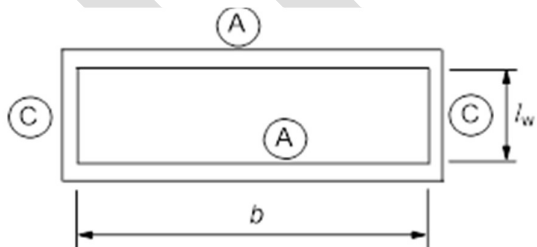
(3) Tường ngang có thể xem như tường giằng nếu:

- tổng chiều dày không nhỏ hơn $0,5h_w$, trong đó h_w là chiều dày toàn bộ tường bị giằng;
- có cùng chiều cao L_w với tường bị giằng đang xét;
- chiều dài của nó L_{ht} ít nhất bằng $L_w/5$, trong đó L_w là chiều cao thông thủy của tường bị giằng;
- trong phạm vi chiều dài $L_w/5$ tường ngang không có lỗ cửa.

(4) Trong trường hợp tường bị liên kết dọc theo đỉnh và đáy theo dạng liên kết cứng khi uốn bằng cốt thép và bê tông đổ tại chỗ sao cho có thể chịu được toàn bộ mô men theo cạnh biên, các giá trị β nêu trong Bảng 12.1 có thể nhân với hệ số 0,85.

- (5) Độ mảnh của tường bê tông không cốt thép đổ tại chỗ nói chung không được vượt quá $\lambda = 86$ (hay $L_0/h_w = 25$).

Bảng 12.1 - Các giá trị β đối với các điều kiện biên khác nhau

Liên kết ngang	Hình vẽ	Biểu thức	Hệ số β	
Dọc theo hai cạnh			$\beta = 1$ đối với b/L_w bất kỳ	
Dọc theo ba cạnh		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/L_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
Dọc theo bốn cạnh		Nếu $b \geq L_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ nếu $b < L_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/L_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

CHÚ THÍCH: Thông tin trong Bảng 12.1 giả thiết rằng tường không có lỗ cửa với chiều cao không lớn hơn 1/3 chiều cao tường L_w hoặc diện tích lớn hơn 1/10 diện tích của tường. Trong các tường bị liên kết ngang dọc theo 3 hoặc 4 cạnh với lỗ cửa lớn hơn giới hạn này, chỉ các phần giữa các lỗ cửa phải xem như liên kết ngang dọc theo 2 cạnh và được thiết kế một cách thích hợp.

12.6.5.2 Phương pháp thiết kế đơn giản đối với tường và cột

(1) Khi thiếu phương pháp chính xác hơn, khả năng chịu lực thiết kế của tường mảnh hoặc cột mảnh bằng bê tông chịu các lực dọc trục có thể được tính toán như sau:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd,pl} \times \Phi \quad (12.10)$$

trong đó:

- N_{Rd} là khả năng chịu lực dọc trục;
- b là chiều rộng toàn bộ tiết diện ngang;
- h_w là chiều cao tiết diện ngang (chiều dày tường);
- Φ là hệ số tính đến độ lệch tâm, bao gồm hiệu ứng bậc hai và các ảnh hưởng thông thường của từ biến; xem ở dưới đây:

Đối với cấu kiện bị giằng, hệ số Φ có thể lấy như sau:

$$\Phi = 1,14 \times (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,02 \times L_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w) \quad (12.11)$$

trong đó:

$$e_{tot} = e_o + e_i$$

e_o là độ lệch tâm bậc nhất bao gồm, khi thích hợp, các ảnh hưởng của sàn (ví dụ như khả năng mô men ngàm do sàn truyền sang tường) và các tác động ngang

e_i là độ lệch tâm bổ sung do do hệ quả của khiếm khuyết hình học, xem 5.2.

(2) Các phương pháp đơn giản khác có thể sử dụng, nếu chúng không kém an toàn so với phương pháp chính xác theo 5.8.

12.7 Các trạng thái giới hạn sử dụng

(1) Ứng suất nên được kiểm tra tại các khu vực kỳ vọng có thể xảy ra sự hạn chế chuyển vị của kết cấu.

(2) Cần xem xét các biện pháp sau đây nhằm đảm bảo tính sử dụng:

- a) liên quan đến hình thành vết nứt:
 - giới hạn ứng suất kéo trong bê tông đến giá trị chấp nhận được;
 - bố trí cốt thép chịu lực bổ sung (cốt thép bề mặt, hệ thống giằng thép khi cần);
 - bố trí các mạch ngừng, mối nối;
 - lựa chọn công nghệ bê tông (như: cấp phối bê tông thích hợp, bảo dưỡng);
 - lựa chọn phương pháp thi công thích hợp.
- b) liên quan đến giới hạn biến dạng:
 - kích thước nhỏ nhất của tiết diện (xem 12.9 dưới đây);
 - giới hạn độ mảnh trong trường hợp cấu kiện chịu nén.

(3) Cốt thép bất kỳ bố trí trong cấu kiện bê tông, mặc dù không được đưa vào tính toán khả năng chịu lực, cần phù hợp với 4.4.1.

12.9 Cấu tạo cho cấu kiện và các quy định riêng

12.9.1 Cấu kiện chịu lực

- (1) Chiều dày toàn bộ tường h_w không nên nhỏ hơn 120 mm đối với tường bê tông đổ tại chỗ.
- (2) Khi có các rãnh hoặc hốc, cần thực hiện kiểm tra nhằm đảm bảo cấu kiện đủ khả năng chịu lực và ổn định.

12.9.2 Mối nối, mạch ngừng thi công

- (1) Khi ứng suất kéo được kỳ vọng sẽ xảy ra trong bê tông, cần bố trí cốt thép để kiểm soát vết nứt.

12.9.3 Móng băng và móng đơn

- (1) Trong trường hợp không có số liệu chi tiết hơn, các móng băng và móng đơn chịu tải theo trục có thể được thiết kế và thi công như kết cấu bê tông không cốt thép, nếu:

$$\frac{0,85h_F}{a} \geq \sqrt{(3\sigma_{gd} / f_{ctd,pl})} \quad (12.13)$$

trong đó:

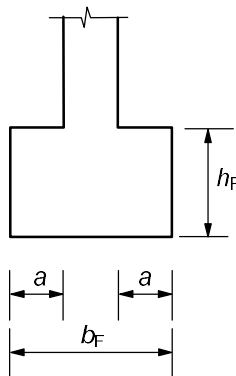
h_F là chiều cao móng;

a là phần nhô ra từ mặt cột (xem Hình 12.2);

σ_{gd} là giá trị thiết kế của áp lực nền;

$f_{ctd,pl}$ là giá trị thiết kế của cường độ chịu kéo của bê tông (có cùng đơn vị với σ_{gd}).

Để đơn giản hóa, có thể sử dụng quan hệ $h_F/a \geq 2$.



Hình 12.2 - Móng băng không cốt thép; các ký hiệu

Phụ lục A

(Tham khảo)

Thay đổi các hệ số riêng cho vật liệu**A.1 Quy định chung**

(1) Các hệ số riêng cho vật liệu nêu trong 2.4.2.4 tương ứng với các sai lệch hình học cấp 1 trong TCVN xxxx (EN 13670) và mức độ bình thường đối với tay nghề nhân công và nghiệm thu (ví dụ như nghiệm thu cấp 2 trong TCVN xxxx (EN 13670)).

(2) Các khuyến nghị cho các hệ số riêng được chiết giảm đối với vật liệu nêu trong phụ lục tham khảo này. Các quy định chi tiết hơn về quy trình kiểm soát có thể cho trong các tiêu chuẩn sản phẩm đối với các cấu kiện đúc sẵn.

A.2 Kết cấu bê tông đổ tại chỗ**A.2.1 Giảm trên cơ sở kiểm soát chất lượng và giảm các sai số**

(1) Nếu việc thi công phải tuân thủ hệ thống kiểm soát chất lượng nhằm đảm bảo cho các sai số bất lợi của các kích thước tiết diện nằm trong phạm vi sai số được giảm nêu trong Bảng A.1, hệ số riêng đối với cốt thép có thể giảm xuống $\gamma_{S,red1}$.

Bảng A.1 – Sai số (độ lệch) giảm

h hoặc b (mm)	Sai số giảm (mm)	
	Kích thước tiết diện $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Vị trí cốt thép $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20

CHÚ THÍCH 1: Có thể sử dụng nội suy tuyến tính cho các giá trị trung gian.
CHÚ THÍCH 2: $+\Delta c$ kể đến giá trị trung bình của các thanh thép hoặc các thanh căng ứng suất trước trên tiết diện ngang hoặc trên chiều rộng bằng 1 m (ví dụ sàn và tường)

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{S,red1}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,1.

(2) Dưới điều kiện nêu trong A.2.1 (1) và nếu hệ số biến động của cường độ bê tông không lớn hơn 10 %, hệ số riêng đối với bê tông có thể giảm xuống $\gamma_{C,red1}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{C,red1}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,4.

A.2.2 Giảm trên cơ sở sử dụng số liệu hình học đo được và giảm được trong thiết kế

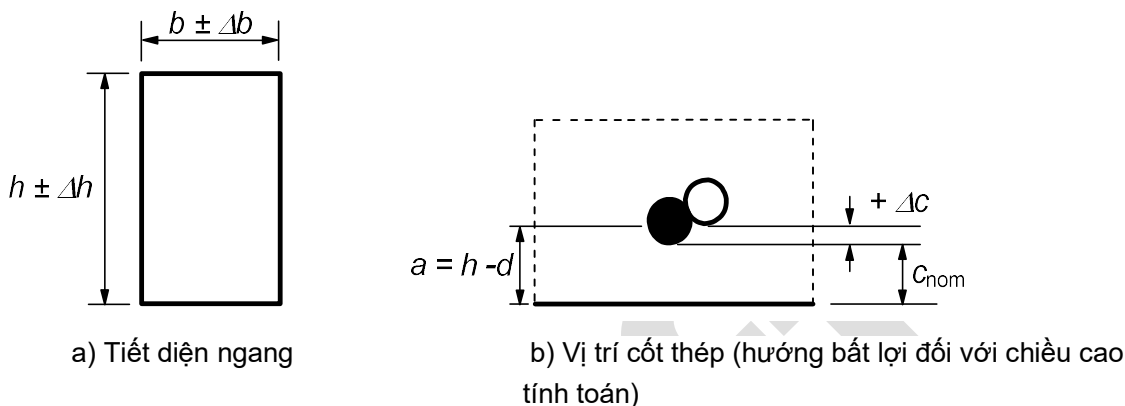
(1) Nếu việc xác định khả năng chịu lực thiết kế dựa vào số liệu hình học tới hạn, bao gồm chiều cao hữu hiệu (xem Hình A.1),

- được giảm bởi sai số, hoặc

- đo trên kết cấu đã hoàn thiện,

các hệ số riêng có thể giảm xuống $\gamma_{S,red2}$ và $\gamma_{C,red2}$.

CHÚ THÍCH: Các giá trị $\gamma_{S,red2}$ và $\gamma_{C,red2}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $\gamma_{S,red2} = 1,05$ và $\gamma_{C,red2} = 1,45$.



Hình A.1 - Sai số tiết diện ngang

- (2) Dưới các điều kiện nêu trong A.2.2 (1) và nếu hệ số biến động cường độ bê tông không lớn hơn 10 %, hệ số riêng đối với bê tông có thể giảm xuống $\gamma_{C,red3}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{C,red3}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị được khuyến nghị là 1,35.

A.2.3 Giảm trên cơ sở đánh giá cường độ bê tông trong kết cấu đã hoàn thiện

- (1) Đối với các giá trị cường độ bê tông dựa vào thí nghiệm trên kết cấu hoặc phần tử đã hoàn thiện, xem EN 13791, EN 206 – 1 và các tiêu chuẩn sản phẩm phù hợp, có thể giảm γ_c bằng hệ số chuyển đổi η .

CHÚ THÍCH: Giá trị η sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,85.

Giá trị γ_c mà mức giảm này được áp dụng có thể đã được giảm theo A.2.1 hoặc A.2.2. Tuy nhiên, kết quả là giá trị của hệ số riêng không nên lấy nhỏ hơn $\gamma_{C,red4}$.

CHÚ THÍCH: Giá trị $\gamma_{C,red4}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 1,3.

A.3 Các sản phẩm bê tông đúc sẵn

A.3.1 Quy định chung

- (1) Các điều khoản áp dụng cho các sản phẩm đúc sẵn được trình bày trong Điều 10, được liên kết với hệ thống đảm bảo chất lượng và được chứng nhận về sự phù hợp.

CHÚ THÍCH: Kiểm soát quá trình sản xuất trong nhà máy về các sản phẩm đúc sẵn với dấu hiệu CE được chứng nhận bởi cơ quan được thông báo (chứng nhận cấp 2+).

A.3.2 Hệ số riêng cho vật liệu

- (1) Có thể sử dụng các hệ số riêng chiết giảm cho vật liệu $\gamma_{C,pcred}$ và $\gamma_{S,pcred}$ theo các quy định nêu trong A.2 nếu được điều chỉnh bằng các quy trình kiểm soát phù hợp.

- (2) Các khuyến nghị đối với việc kiểm soát sản xuất trong nhà máy nhằm cho phép sử dụng các hệ số riêng chiết giảm cho vật liệu được nêu trong các tiêu chuẩn sản phẩm. Các khuyến nghị chung được nêu trong tiêu chuẩn EN 13369.

A.4 Các cấu kiện đúc sẵn

- (1) Các quy định nêu trong A.2 đối với kết cấu bê tông đổ tại chỗ cũng được áp dụng cho các cấu kiện bê tông đúc sẵn như đã mô tả trong 10.1.1.

Phụ lục B

(Tham khảo)

Biến dạng do từ biến và co ngót**B.1 Các phương trình cơ bản để xác định hệ số từ biến**(1) Hệ số từ biến $\phi(t, t_0)$ có thể được tính toán từ biểu thức:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

trong đó:

 ϕ_0 là hệ số từ biến quy ước, có thể xác định theo biểu thức:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

 ϕ_{RH} là hệ số kể đến ảnh hưởng của độ ẩm tương đối đến hệ số từ biến quy ước:

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{đối với } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3a})$$

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{đối với } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3b})$$

RH là độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh, %;

 $\beta_{(f_{cm})}$ là hệ số kể đến ảnh hưởng của cường độ bê tông đến hệ số từ biến quy ước:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

 f_{cm} là cường độ chịu nén trung bình của bê tông, MPa, ở tuổi 28 ngày; (t_0) là hệ số tính đến ảnh hưởng của tuổi bê tông tại thời điểm chất tải đến hệ số từ biến quy ước:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

 h_0 là kích thước quy ước của cấu kiện, mm:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

trong đó:

 A_c là diện tích tiết diện ngang; u là chu vi của cấu kiện tiếp xúc với khí quyển; $\beta_c(t, t_0)$ là hệ số mô tả sự phát triển của từ biến sau khi chất tải, có thể tính toán bằng cách sử dụng biểu thức sau:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B.7})$$

t là tuổi của bê tông tại thời điểm đang xét, ngày;

t_0 là tuổi của bê tông tại thời điểm chất tải, ngày;

$t - t_0$ là thời gian gia tải chưa điều chỉnh theo nhiệt độ, ngày;

β_H là hệ số phụ thuộc vào độ ẩm tương đối (RH, %) và kích thước quy ước của cấu kiện (h_0 , mm). Có thể tính toán từ:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{đối với } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{đối với } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ là các hệ số xét đến ảnh hưởng của cường độ bê tông:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B.8c})$$

(2) Ảnh hưởng của dạng xi măng (xem 3.1.2 (6)) đến hệ số từ biến của bê tông có thể đưa vào tính toán bằng cách thay đổi tuổi chất tải t_0 trong biểu thức (B.5) theo biểu thức sau:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

trong đó:

$t_{0,T}$ là tuổi của bê tông được điều chỉnh bởi nhiệt độ tại thời điểm chất tải, ngày, được điều chỉnh theo biểu thức (B.10);

α là số mũ phụ thuộc vào dạng xi măng:

= -1 đối với xi măng loại S;

= 0 đối với xi măng loại N;

= 1 đối với xi măng loại R.

(3) Ảnh hưởng của nhiệt độ nâng lên và giảm xuống trong phạm vi từ 0 – 80°C lên sự trưởng thành của bê tông có thể được kể đến bằng sự điều chỉnh tuổi bê tông theo biểu thức sau:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

trong đó:

t_T là tuổi bê tông được điều chỉnh bởi nhiệt độ thay thế cho t trong các phương trình tương ứng;

$T(\Delta t_i)$ là nhiệt độ tính bằng °C trong quãng thời gian Δt_i ;

Δt_i là số ngày mà trong đó nhiệt độ T chiếm ưu thế.

Hệ số biến động trung bình của các số liệu từ biến dự đoán ở trên, được suy ra từ ngân hàng dữ liệu trên máy tính của các kết quả thí nghiệm trong phòng, có bậc bằng 20 %.

Các giá trị $\varphi(t, t_0)$ nêu ở trên nên kết hợp với môđun tiếp tuyến E_c . Khi các tính toán ít chính xác hơn được xem như thỏa mãn, có thể chấp nhận các giá trị nêu trên Hình 3.1 của 3.1.4 đối với từ biến của bê tông ở tuổi 70 năm.

B.2 Các phương trình cơ bản để xác định biến dạng do co ngót khô

(1) Biến dạng do co ngót khô $\varepsilon_{cd,0}$ được tính toán từ:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

trong đó:

f_{cm} là cường độ chịu nén trung bình (MPa);

$f_{cm0} = 10$ MPa;

α_{ds1} là hệ số phụ thuộc vào dạng ximăng (xem 3.1.2 (6)):

= 3 đối với ximăng loại S;

= 4 đối với ximăng loại N;

= 6 đối với ximăng loại R;

α_{ds2} là hệ số phụ thuộc vào dạng ximăng:

= 0,13 đối với ximăng loại S;

= 0,12 đối với ximăng loại N;

= 0,11 đối với ximăng loại R;

RH là độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh (%);

$RH_0 = 100$ %;

CHÚ THÍCH: $\exp\{\}$ tương tự như $e^{(\)}$

Phụ lục C

(Quy định)

Các tính chất của cốt thép thích hợp khi sử dụng với tiêu chuẩn này

C.1 Quy định chung

(1) Bảng C.1 đưa ra các tính chất của cốt thép thích hợp khi sử dụng với tiêu chuẩn này. Các tính chất đó đúng khi nhiệt độ nằm trong khoảng $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ đến $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ đối với cốt thép nằm trong kết cấu đã hoàn thiện. Công tác uốn và hàn cốt thép được thực hiện trên công trường phải được hạn chế trong khoảng nhiệt độ cho phép theo tiêu chuẩn TCVN XXXX (EN 13670).

Bảng C.1 - Các tính chất của cốt thép

Hình thức sản phẩm		Thanh thép và cuộn thép			Lưới thép			Yêu cầu hoặc giá trị phân vị (%)
Loại		A	B	C	A	B	C	
Cường độ chảy đặc trưng f_{yk} hoặc $f_{0,2k}$ (MPa)		400 đến 600						5,0
Giá trị nhỏ nhất $k=(f_t/f_y)_k$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Biến dạng đặc trưng ứng với lực lớn nhất, ϵ_{uk} (%)		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Tính uốn		Thí nghiệm uốn/uốn lại						
Cường độ chịu cắt						0,25A f_{yk} (A là diện tích sợi thép)		Nhỏ nhất
Sai số lớn nhất so với khối lượng danh định (thanh, sợi thép đơn) (%)	Kích cỡ danh định của thanh thép (mm) ≤ 8 > 8							5,0
		$\pm 6,0$ $\pm 4,5$						

CHÚ THÍCH: Các giá trị đối với miền ứng suất gây môi với giới hạn cận trên bằng $\beta \cdot f_{yk}$ và đối với diện tích gờ tối thiểu sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị của β được nêu trong Bảng C.2N.

Giá trị β sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,6.

Bảng C.2N Các tính chất của cốt thép

Hình thức sản phẩm		Thanh thép và thép cuộn			Lưới thép			Yêu cầu hoặc giá trị phân vị (%)
Loại		A	B	C	A	B	C	
Dải (miền) ứng suất gây mỏi (MPa) (đối với $N \geq 2 \cdot 10^6$ chu kỳ) với giới hạn cận trên $\beta \cdot f_{yk}$		≥ 150			≥ 100			10,0
Cường độ bám dính: diện tích gờ tương đối nhỏ nhất, $f_{R,min}$	Kích cỡ thanh thép (mm)							5,0
	5 – 6	0,035						
	6,5 – 12	0,040						
	> 12	0,056						

Mỏi: Các ngoại lệ cho các quy định về mỏi sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các ngoại lệ được khuyến nghị nếu cốt thép chủ yếu chịu tải trọng tĩnh hoặc các giá trị cao hơn của dải ứng suất gây mỏi và/với số chu kỳ được chứng minh bằng thí nghiệm. Trong trường hợp thứ hai, các giá trị nêu trong Bảng 6.3 có thể thay đổi cho phù hợp. Các thí nghiệm đó cần tuân thủ EN 10080.

Bám dính: Khi có thể chỉ ra rằng có thể đạt được đủ cường độ bám dính với giá trị f_R nhỏ hơn các giá trị được quy định ở trên, các giá trị này có thể nói lỏng hơn. Để đảm bảo rằng đủ cường độ bám dính là đạt được, ứng suất bám dính cần thỏa mãn các biểu thức khuyến nghị (C.1N) và (C.2N) khi dùng thí nghiệm đầm theo CEB/RILEM:

$$\tau_m \geq 0,098 \cdot (80 - 1,2\varphi) \quad (C.1N)$$

$$\tau_r \geq 0,098 \cdot (130 - 1,9\varphi) \quad (C.2N)$$

trong đó:

φ là kích cỡ danh định của thanh thép (mm);

τ_m là giá trị trung bình của ứng suất bám dính (MPa) tại độ trượt bằng 0,01, 0,1 và 1 mm;

τ_r là ứng suất bám dính khi phá hoạt do trượt.

(2) Các giá trị f_{yk} , k và ε_{uk} trong Bảng C.1 là các giá trị đặc trưng. Tỷ lệ % lớn nhất các kết quả thí nghiệm thấp hơn giá trị đặc trưng được nêu ra cho mỗi giá trị đặc trưng trong cột bên phải của Bảng C.1.

(3) EN 10080 không quy định giá trị phân vị cho các giá trị đặc trưng, hoặc không đánh giá các kết quả thí nghiệm cho thí nghiệm riêng lẻ.

Để phù hợp với các mức độ chất lượng dài hạn trong Bảng C.1, phải áp dụng các giới hạn sau đây về kết quả thí nghiệm:

TCVN X1992-1-1:202X

- khi tất cả các kết quả thí nghiệm theo thí nghiệm đơn lẻ lớn hơn giá trị đặc trưng (hoặc thấp hơn giá trị tiêu chuẩn trong trường hợp giá trị lớn nhất của f_{yk} hoặc k), thí nghiệm đơn lẻ có thể được thừa nhận là tuân thủ;
- các giá trị đơn lẻ của cường độ chảy f_y và ϵ_u nên lớn hơn các giá trị nhỏ nhất và nhỏ hơn các giá trị lớn nhất. Hơn nữa, giá trị trung bình M của thí nghiệm đơn lẻ phải thỏa mãn biểu thức:

$$M \geq C_v + a \quad (C.3)$$

trong đó:

C_v là giá trị đặc trưng dài hạn;

a là hệ số phụ thuộc thông số đang xét.

CHÚ THÍCH 1: Giá trị a sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị đối với f_{yk} là 10 MPa và đối với cả k và ϵ_{uk} là bằng 0.

CHÚ THÍCH 2: Các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất f_{yk} , k và ϵ_{uk} sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị được nêu trong Bảng C.3N.

Bảng C.3N - Các giới hạn tuyệt đối về kết quả thí nghiệm

Đặc trưng tính năng	Giá trị nhỏ nhất	Giá trị lớn nhất
Cường độ chảy f_{yk}	$0,97 \times C_v$ nhỏ nhất	$1,03 \times C_v$ lớn nhất
k	$0,98 \times C_v$ nhỏ nhất	$1,02 \times C_v$ lớn nhất
ϵ_{uk}	$0,80 \times C_v$ nhỏ nhất	Không áp dụng

C.2 Cường độ

(1)P Ứng suất chảy lớn nhất thực tế $f_{y,max}$ không được lớn hơn $1,3f_{yk}$.

C.3 Tính uốn

(1)P Tính uốn phải được kiểm tra bằng các thí nghiệm uốn và thí nghiệm uốn lại theo EN 10080 và EN ISO 15630-1. Trong các trường hợp khi kiểm tra bằng thí nghiệm uốn lại, kích thước trục uốn không được lớn hơn giá trị quy định cho uốn trong Bảng 8.1N của tiêu chuẩn này. Để đảm bảo tính uốn, phải không có vết nứt nhìn thấy được sau thí nghiệm.

Phụ lục D
(Tham khảo)

Phương pháp tính toán chi tiết đối với các tổn hao do chùng ứng suất của thép ứng suất trước

D.1 Quy định chung

(1) Trong trường hợp các tổn hao do chùng ứng suất được tính toán cho các khoảng thời gian (các giai đoạn) khác nhau, trong đó ứng suất trong thanh căng ứng suất trước không phải là hằng số, ví dụ như do co ngấn đàn hồi của bê tông, phương pháp thời gian tương đương nên được chấp nhận.

(2) Khái niệm về phương pháp thời gian tương đương được giới thiệu trên Hình D.1, trong đó tại thời điểm t_i có biến dạng tức thời của thanh căng, với:

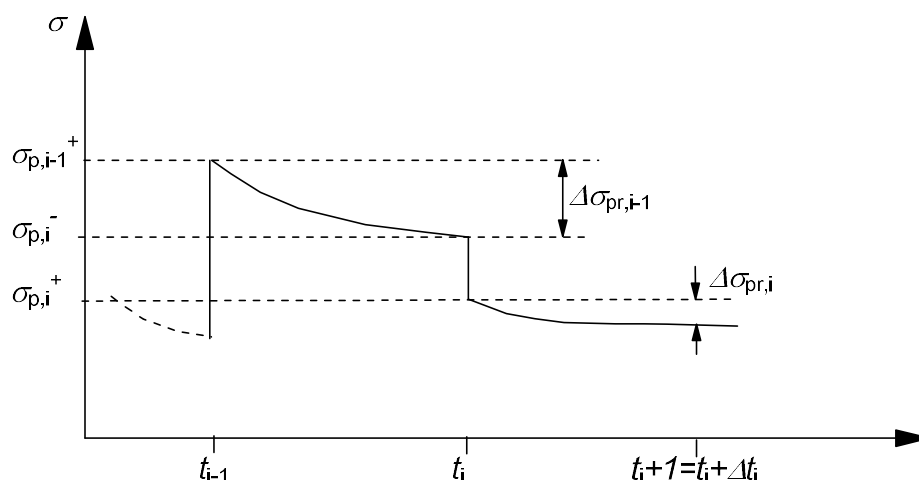
$\sigma_{p,i}^-$ là ứng suất kéo trong thanh căng ngay trước t_i ;

$\sigma_{p,i}^+$ là ứng suất kéo trong thanh căng ngay sau t_i ;

$\sigma_{p,i-1}^+$ là ứng suất kéo trong thanh căng tại giai đoạn trước;

$\Delta\sigma_{pr,i-1}$ là giá trị tuyệt đối của tổn hao do chùng cốt thép trong giai đoạn trước;

$\Delta\sigma_{pr,i}$ giá trị tuyệt đối của tổn thất do chùng ứng suất của giai đoạn được xem xét.



Hình D.1 - Phương pháp thời gian tương đương

(3) Đặt $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ là tổng của tất cả các tổn hao do chùng ứng suất của các giai đoạn trước và t_e được xác định như là thời gian tương đương (tính bằng giờ) cần thiết để nhận được tổng các tổn hao do chùng ứng suất này, việc kiểm tra các hàm số chùng cốt thép theo thời gian nêu trong 3.3.2 (7) với

ứng suất ban đầu bằng $\sigma_{p,j}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ và với $\mu = \left(\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right) / f_{pk}$.

(4) Lấy ví dụ, đối với thanh căng ứng suất trước Loại 2, t_e được tính toán từ biểu thức (3.29) trở thành:

$$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} = 0,66\rho_{1000}e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i} + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} \quad (D.1)$$

(5) Sau khi giải phương trình trên đối với t_e , có thể áp dụng công thức tương tự để tính toán tổn hao do chùng ứng suất của giai đoạn xem xét, $\Delta\sigma_{pr,i}$ (trong đó, thời gian tương đương t_e được cộng thêm vào khoảng thời gian xem xét):

$$\Delta\sigma_{pr,i} = 0,66\rho_{1000}e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i} + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \quad (D.2)$$

(6) Nguyên tắc tương tự áp dụng cho tất cả ba loại thanh căng ứng suất trước.

Phụ lục E

(Tham khảo)

Cấp cường độ chỉ định cho độ bền lâu**E.1 Quy định chung**

(1) Việc lựa chọn bê tông có độ bền lâu thích hợp để chống ăn mòn cốt thép và bảo vệ bê tông từ tác động ăn mòn đòi hỏi phải xem xét đến thành phần bê tông. Điều này có thể dẫn đến bê tông có cường độ chịu nén cao hơn so với cường độ theo yêu cầu thiết kế kết cấu. Mỗi quan hệ giữa cấp cường độ bê tông và loại môi trường tiếp xúc (xem Bảng 4.1) có thể mô tả bằng cấp cường độ chỉ định.

(2) Khi cường độ được lựa chọn cao hơn độ cường độ theo yêu cầu thiết kế kết cấu, giá trị f_{ctm} cần được phối hợp với cường độ cao hơn trong tính toán lượng cốt thép nhỏ nhất theo 7.3.2 và 9.2.1.1 và kiểm soát bề rộng vết nứt theo 7.3.3 và 7.3.4.

CHÚ THÍCH: Các giá trị cấp cường độ chỉ định sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Các giá trị khuyến nghị được nêu trong Bảng E.1N.

Bảng E.1N - Các cấp cường độ chỉ định tối thiểu

	Loại môi trường tiếp xúc theo Bảng 4.1									
Ăn mòn										
	Ăn mòn cacbonat				Ăn mòn clorit			Ăn mòn clorit do nước biển		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Cấp cường độ ấn định tối thiểu	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37		C35/45
Hư hỏng bê tông										
	Không có nguy cơ	Tác động đóng băng/tan băng				Tác động hóa học				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Cấp cường độ ấn định tối thiểu	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

Phụ lục F

(Tham khảo)

Các biểu thức cho cốt thép chịu kéo trong điều kiện ứng suất phẳng**F.1 Quy định chung**

- (1) Phụ lục này không bao gồm các biểu thức cho cốt thép chịu nén.
- (2) Cốt thép chịu kéo trong cấu kiện chịu các ứng suất trục giao trong mặt phẳng σ_{Edx} , σ_{Edy} và τ_{Edxy} có thể tính toán bằng quy trình thiết lập dưới đây. Ứng suất nén cần lấy dấu dương với $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ và hướng của cốt thép cần trùng với các trục x và y.

Cường độ chịu kéo của cốt thép bố trí cần xác định từ:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \quad \text{và} \quad f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

trong đó ρ_x và ρ_y là các hàm lượng cốt thép tương ứng theo các trục x và y.

- (3) Tại các vùng có σ_{Edx} và σ_{Edy} đều là ứng suất nén và $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, không yêu cầu cốt thép thiết kế. Tuy nhiên, ứng suất nén lớn nhất không nên lớn hơn f_{cd} (xem 3.1.6).

- (4) Tại các vùng có σ_{Edx} là kéo hoặc $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, yêu cầu bố trí cốt thép.

Lượng cốt thép tối ưu, biểu thị chỉ số phụ f' , và ứng suất bê tông liên quan được xác định như sau:

Với $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

Với $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Ứng suất trong bê tông σ_{cd} cần được kiểm tra với mô hình thực của tiết diện bị nứt (xem EN 1992-2), nhưng nói chung không nên lớn hơn f_{cd} (v có thể xác định từ biểu thức (6.5)).

CHÚ THÍCH: Lượng cốt thép tối thiểu đạt được nếu các hướng cốt thép đồng nhất với hướng của các ứng suất chính.

Ngoài ra, đối với trường hợp chung, cốt thép cần thiết và ứng suất trong bê tông có thể xác định bằng các biểu thức sau:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (F.10)$$

trong đó ϑ là góc của ứng suất nén chính trong bê tông so với trục x.

CHÚ THÍCH: Cần chọn giá trị $\cot \theta$ để tránh các giá trị nén của f_{td} .

Để tránh các vết nứt không thể chấp nhận được đối với trạng thái giới hạn sử dụng và để đảm bảo khả năng biến dạng yêu cầu đối với trạng thái giới hạn cực hạn, lượng cốt thép nhận được từ các biểu thức (F.8) và (F.9) cho mỗi hướng không nên lớn hơn hai lần và không nên nhỏ hơn một nửa lượng cốt thép được xác định theo các biểu thức (F.2) và (F.3) hoặc (F.5) và (F.6). Các giới hạn này được biểu diễn bằng $1/2f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ và $1/2f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

(5) Cốt thép cần được neo đầy đủ tại tất cả các cạnh biên tự do, ví dụ bằng các thanh thép đầu uốn chữ U hoặc tương tự.

Phụ lục G
(Tham khảo)
Tương tác giữa kết cấu và nền

G.1 Móng nông**G.1.1 Quy định chung**

- (1) Sự tương tác giữa nền, móng và kết cấu bên trên cần được xem xét. Phân bố áp lực lên móng và các lực từ cột, tất cả đều phụ thuộc vào các độ lún tương đối.
- (2) Nhìn chung, vấn đề có thể được giải quyết bằng cách đảm bảo rằng các chuyển vị và các phản lực đi cùng của đất nền và kết cấu là tương thích.
- (3) Mặc dù quy trình chung nêu trên là đủ, nhiều tính bất định vẫn còn tồn tại, do trình tự chất tải và các hệ quả của từ biến. Vì lý do này, thường xác định các mức khác nhau của phân tích, phụ thuộc vào mức độ lý tưởng hóa của các mô hình cơ học.
- (4) Nếu kết cấu bên trên được xem như mềm, thì các tải trọng được truyền sẽ không phụ thuộc vào lún tương đối do kết cấu không có độ cứng. Trong trường hợp này, tải trọng không còn là ẩn số, và vấn đề được rút gọn đến bài toán phân tích móng trên nền đang biến dạng.
- (5) Nếu kết cấu bên trên được xem như là cứng, thì các tải trọng chưa biết tác dụng lên móng có thể xác định nhờ điều kiện lún nằm trong mặt phẳng. Cần kiểm tra xem độ cứng này vẫn tồn tại cho đến khi đạt tới trạng thái giới hạn cực hạn.
- (6) Sơ đồ đơn giản hơn nữa sẽ nảy sinh nếu hệ móng có thể được giả thiết là cứng hoặc nền đất đỡ kết cấu là rất cứng. Trong những trường hợp này, độ lún tương đối có thể bỏ qua và không yêu cầu thay đổi các tải trọng truyền từ kết cấu bên trên.
- (7) Để xác định độ cứng gần đúng của hệ kết cấu, có thể thực hiện các phân tích bằng cách so sánh độ cứng tổ hợp của móng, các cấu kiện khung của kết cấu bên trên và các vách cứng với độ cứng của nền. Độ cứng tương đối K_R này sẽ xác định móng hoặc hệ kết cấu nên được xem như cứng hay mềm. Biểu thức sau đây có thể sử dụng cho kết cấu nhà:

$$K_R = (EJ)_S / (EL^3) \quad (G.1)$$

trong đó:

$(EJ)_S$ là giá trị gần đúng của độ cứng chống uốn trên đơn vị chiều rộng kết cấu nhà đang xét, xác định bằng tổng độ cứng chống uốn của móng, của từng khung và của từng vách cứng;

E là mô đun biến dạng của nền;

L là chiều dài của móng.

Độ cứng tương đối lớn hơn 5 biểu thị hệ kết cấu cứng.

G.1.2 Các mức phân tích

- (1) Đối với mục đích thiết kế, cho phép các mức phân tích sau đây:

Mức 0: Ở mức này, có thể giả thiết sự phân bố áp lực tiếp xúc là tuyến tính.

Cần thỏa mãn các điều kiện tiên quyết sau đây:

- áp lực tiếp xúc không lớn hơn các giá trị thiết kế cho cả trạng thái giới hạn sử dụng lẫn trạng thái giới hạn cực hạn;
- tại trạng thái giới hạn sử dụng, hệ kết cấu không bị ảnh hưởng bởi độ lún hoặc các độ lún lệch được kỳ vọng là không đáng kể;
- tại trạng thái giới hạn cực hạn, hệ kết cấu có khả năng biến dạng đủ dẻo sao cho sự chênh lệch về lún không ảnh hưởng đến thiết kế.

Mức 1: Áp lực tiếp xúc có thể được xác định bằng cách kể đến độ cứng tương đối của móng và đất nền và kết quả biến dạng được đánh giá là nằm trong phạm vi giới hạn có thể chấp nhận được.

Nên thỏa mãn các điều kiện tiên quyết sau đây:

- đủ kinh nghiệm đã có để chứng minh rằng chức năng sử dụng của kết cấu bên trên không có khả năng bị ảnh hưởng bởi biến dạng của đất nền;
- ở trạng thái giới hạn cực hạn, hệ kết cấu có ứng xử dẻo đủ.

Mức 2: Tại mức phân tích này, ảnh hưởng của biến dạng nền đến kết cấu bên trên là được xem xét. Kết cấu được phân tích dưới tác dụng của các biến dạng móng cưỡng bức để xác định sự điều chỉnh tải trọng tác dụng lên các móng. Nếu kết quả điều chỉnh là đáng kể (ví dụ $> |10|$ %, nên chấp nhận phân tích ở mức 3.

Mức 3: Đây là quy trình tương tác đầy đủ có kể đến kết cấu, móng và nền.

G.2 Móng cọc

(1) Nếu đài cọc cứng, sự thay đổi tuyến tính độ lún của các cọc riêng rẽ có thể giả thiết phụ thuộc vào góc xoay của đài cọc. Nếu góc xoay này bằng không (0) hoặc có thể bỏ qua, có thể giả thiết lún của tất cả các cọc bằng nhau. Từ các phương trình cân bằng, có thể tính toán các tải trọng chưa biết lên cọc và độ lún của nhóm cọc.

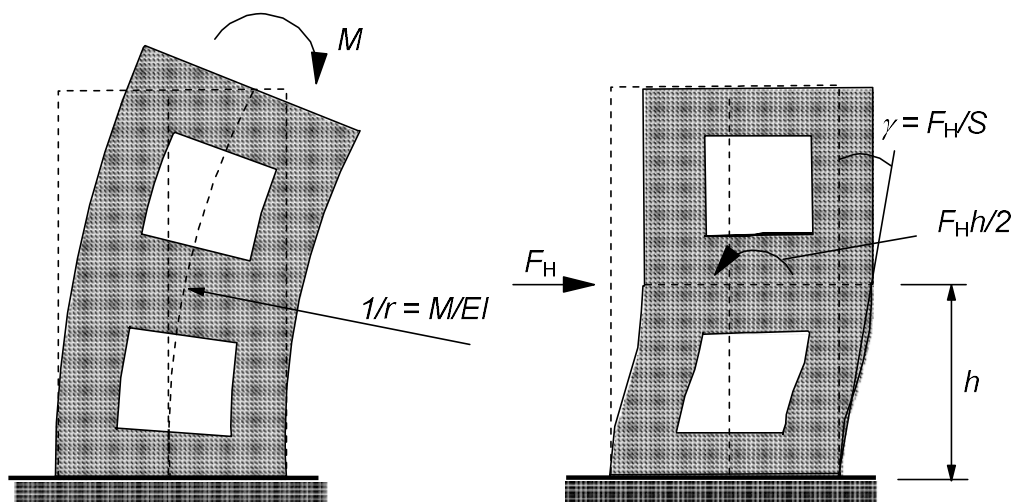
(2) Tuy nhiên, liên quan đến đài cọc, sự tương tác không chỉ xảy ra giữa các cọc riêng rẽ mà còn xảy ra giữa đài và các cọc và không có sự tiếp cận đơn giản nào có thể phân tích bài toán này.

(3) Phản ứng của nhóm cọc đối với các tải trọng ngang nói chung liên quan đến không chỉ độ cứng ngang của đất nền xung quanh và của các cọc mà còn cả độ cứng dọc trục của các cọc (ví dụ như tải trọng ngang lên nhóm cọc gây ra kéo và nén các cọc ở biên).

Phụ lục H
(Tham khảo)
Hiệu ứng bậc hai tổng thể trong kết cấu

H.1 Tiêu chí để bỏ qua các hiệu ứng bậc hai tổng thể**H.1.1 Quy định chung**

(1) H.1 đưa ra tiêu chí cho kết cấu mà trong đó các điều kiện nêu trong 5.8.3.3 (1) không đáp ứng được. Tiêu chí dựa trên 5.8.2 (6) và có kể đến các biến dạng tổng thể do uốn và cắt như trên Hình H.1.



**Hình H.1 - Xác định các biến dạng tổng thể do uốn và cắt
($1/r$ và γ) và độ cứng tương ứng (EI và S)**

H.1.2 Hệ giằng không có biến dạng cắt đáng kể

(1) Đối với hệ giằng không có biến dạng cắt đáng kể (ví dụ như vách cứng không có các lỗ mở), có thể bỏ qua các hiệu ứng bậc hai nếu:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 F_{V,BB} \quad (\text{H.1})$$

trong đó:

$F_{V,Ed}$ là tổng tải trọng đứng (lên các cấu kiện giằng và bị giằng);

$F_{V,BB}$ là tải trọng danh định gây mất ổn định tổng thể đối với uốn tổng thể, xem (2).

(2) Tải trọng danh định gây mất ổn định tổng thể đối với uốn tổng thể có thể lấy bằng:

$$F_{V,BB} = \xi \sum EI / L^2 \quad (\text{H.2})$$

trong đó:

ξ là hệ số phụ thuộc vào số tầng, sự thay đổi của độ cứng, độ cứng của ngàm với nền và sự phân bố tải trọng; xem (4);

$\sum EI$ là tổng độ cứng chống uốn của các cấu kiện giằng theo hướng đang xét, bao gồm ảnh hưởng có thể có của vết nứt; xem (3);

L là tổng chiều cao của công trình nhà nằm phía trên cao trình ngầm/hạn chế mô men.

(3) Khi không có các đánh giá chính xác hơn về độ cứng, có thể sử dụng công thức sau đây cho cấu kiện giằng với tiết diện bị nứt:

$$EI \approx 0,4E_{cd}I_c \quad (H.3)$$

trong đó:

E_{cd} = E_{cm}/γ_{cE} , giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi của bê tông, xem 5.8.6 (3);

I_c là mô men quán tính của cấu kiện giằng.

Nếu tiết diện ngang được chỉ ra là không nứt ở trạng thái giới hạn cực hạn, hằng số 0,4 trong biểu thức (H.3) có thể thay thế bằng 0,8.

(4) Nếu các cấu kiện giằng có độ cứng không đổi theo chiều cao và tải trọng đứng tổng cộng tăng theo tầng với cùng một số lượng, giá trị ξ có thể lấy bằng:

$$\xi = 7,8 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7k} \quad (H.4)$$

trong đó:

n_s là số tầng;

k là độ mềm tương đối của liên kết ngầm/hạn chế mô men; xem (5).

(5) Độ mềm tương đối của liên kết ngầm/hạn chế mô men tại đáy được xác định như sau:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / L) \quad (H.5)$$

trong đó:

θ là góc xoay đối với mô men uốn M ;

EI là độ cứng, theo (3);

L là chiều cao tổng cộng của đơn nguyên giằng.

CHÚ THÍCH: Đối với $k = 0$, nghĩa là liên kết cứng, các biểu thức (H.1) đến (H.4) có thể kết hợp vào biểu thức (5.18), trong đó hệ số 0,31 là tích của $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3 Hệ giằng với biến dạng cắt tổng thể đáng kể

(1) Hiệu ứng bậc hai tổng thể có thể bỏ qua nếu đáp ứng điều kiện sau đây:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (H.6)$$

trong đó:

$F_{V,B}$ là tải trọng gây mất ổn định tổng thể có tính đến uốn và cắt tổng thể;

$F_{V,BB}$ là tải trọng gây mất ổn định tổng thể đối với uốn thuần túy, xem H.1.2 (2);

$F_{V,BS}$ là tải trọng gây mất ổn định tổng thể do cắt thuần túy, $F_{V,BS} = \Sigma S$;

ΣS là tổng độ cứng cắt (lực trên góc cắt) của các đơn nguyên giằng (xem Hình H.1).

CHÚ THÍCH: Biến dạng tổng thể do cắt của đơn nguyên giằng thông thường bị chi phối chủ yếu bởi biến dạng cục bộ do uốn (xem Hình H.1). Do đó, khi thiếu các phân tích chi tiết hơn, nút có thể được kể đến đối với S giống như đối với EI; xem H.1.2 (3).

H.2 Các phương pháp tính toán hiệu ứng bậc hai tổng thể

(1) Mục này dựa trên phân tích tuyến tính bậc hai theo 5.8.7. Hiệu ứng bậc hai tổng thể có thể được kể đến bằng phân tích kết cấu với lực ngang giả định được khuếch đại $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (H.7)$$

trong đó:

$F_{H,0Ed}$ là lực ngang bậc nhất do gió, do khiếm khuyết hình học, v.v. gây ra;

$F_{V,Ed}$ là tổng tải trọng thẳng đứng lên các cấu kiện giằng và cấu kiện bị giằng;

$F_{V,B}$ là tải trọng danh định gây mất ổn định, xem (2).

(2) Tải trọng gây mất ổn định $F_{V,B}$ có thể xác định theo H.1.3 (hoặc H.1.2 nếu bỏ qua biến dạng tổng thể do cắt). Tuy nhiên, trong trường hợp này nên sử dụng giá trị độ cứng danh định theo 5.8.7.2, bao gồm ảnh hưởng của từ biến.

(3) Trong trường hợp tải trọng gây mất ổn định tổng thể $F_{V,B}$ không xác định được, có thể sử dụng biểu thức thay thế sau đây:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}} \quad (H.8)$$

trong đó:

$F_{H,1Ed}$ là lực ngang giả tạo, tạo ra cùng một mô men uốn như đối với tải trọng đứng $N_{V,Ed}$ tác dụng lên kết cấu bị biến dạng, với biến dạng gây ra bởi $F_{H,0Ed}$ (biến dạng bậc nhất), và được tính toán với các giá trị độ cứng danh định theo 5.8.7.2.

CHÚ THÍCH: Biểu thức (H.8) thực hiện bằng tính toán số hóa theo từng bước-từng bước, trong đó ảnh hưởng bước gia tăng của tải trọng đứng và biến dạng, được biểu thị như là các lực ngang tương đương, được bổ sung vào các bước tiếp theo. Các bước gia tăng này sẽ tạo thành một chuỗi số sau một vài bước. Giả thiết điều này xảy ra thậm chí ngay tại bước đầu tiên (tương tự như giả thiết $\beta = 1$ trong 5.8.7.3 (3)), tổng có thể được biểu thị trong biểu thức (H.8). Giả thiết này đòi hỏi độ cứng đại diện cho giai đoạn cuối cùng của biến dạng được sử dụng trong tất cả các bước (lưu ý rằng đó cũng là giả thiết cơ bản đằng sau phân tích dựa trên các giá trị độ cứng danh định).

Trong các trường hợp khác, ví dụ như tiết diện không nứt được giả thiết trong bước đầu tiên và nứt xuất hiện ở các bước sau, hoặc nếu sự phân bố các lực ngang tương đương thay đổi đáng kể giữa các bước đầu tiên, sau đó nhiều bước hơn phải được đưa vào phân tích cho đến khi đáp ứng được giả thiết về chuỗi số. Ví dụ với nhiều hơn hai bước trong biểu thức (H.8):

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed})$$

Phụ lục I (Tham khảo)

Phân tích bản sàn phẳng và vách cứng

I.1 Bản sàn phẳng

I.1.1 Quy định chung

(1) Đối với mục đích của Điều này, bản sàn phẳng có thể có chiều dày đều nhau hoặc chúng có thể phối hợp với mũ cột (dày hơn qua vị trí các cột).

(2) Bản sàn phẳng cần được phân tích bằng cách sử dụng phương pháp phân tích đã được chứng minh, ví dụ như chia lưới (trong đó tấm sàn được lý tưởng hóa bằng một loạt các cấu kiện rời rạc được liên kết với nhau), phần tử hữu hạn, đường chảy dẻo hoặc khung tương đương. Các tính chất hình học và tính chất vật liệu thích hợp cần được sử dụng.

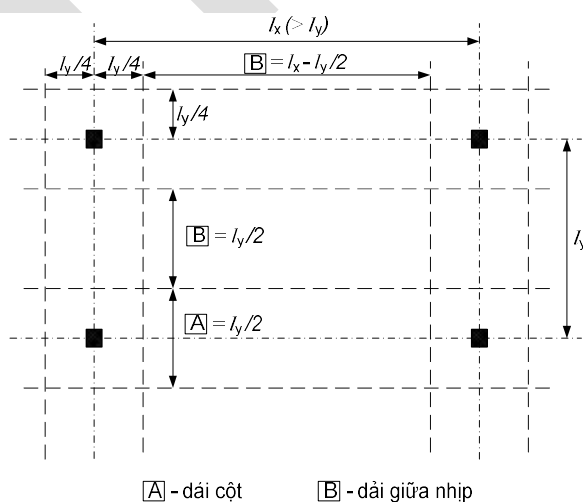
I.1.2 Phân tích khung tương đương

(1) Kết cấu cần được chia theo hướng dọc và hướng ngang thành các khung bao gồm các cột và các phần bản sàn nằm giữa các đường tâm của các ô sàn liền kề nhau (vùng được giới hạn bởi bốn gối tựa liền kề). Độ cứng của các cấu kiện có thể tính toán từ tiết diện ngang của chúng. Đối với tải trọng thẳng đứng, độ cứng có thể dựa vào chiều rộng toàn bộ của ô sàn. Đối với tải trọng ngang, 40 % giá trị đó cần được sử dụng để phản ánh độ mềm tăng lên của các liên kết cột/sàn trong kết cấu bản sàn phẳng so với các liên kết cột/dầm. Tổng tải trọng lên ô sàn cần được sử dụng để phân tích theo mỗi hướng.

(2) Tổng mô men uốn từ phân tích nên được phân bố theo chiều rộng của bản sàn. Trong phân tích đàn hồi, các mô men âm có xu hướng tập trung về phía trục của các cột.

(3) Các ô sàn cần được giả thiết chia thành các dải trên cột và dải giữa nhịp (xem Hình I.1) và các mô men uốn cần được phân chia tỷ lệ như trên Bảng I.1.

CHÚ THÍCH: Khi sử dụng mũ cột có chiều rộng $> (L_y/3)$, các dải trên cột có thể lấy bằng chiều rộng mũ cột. Chiều rộng dải giữa nhịp nên điều chỉnh cho phù hợp.



Hình I.1 - Sự phân chia các ô sàn trong bản sàn phẳng

Bảng I.1 - Phân chia đơn giản mô men uốn cho bản sàn phẳng

	Mô men âm	Mô men dương
Dải trên cột	60 – 80 %	50 – 70 %
Dải giữa nhịp	40 – 20 %	50 – 30 %
CHÚ THÍCH: Tổng mô men âm và mô men dương cùng chịu bởi cột và các dải giữa nhịp cộng vào cần luôn luôn bằng 100 %.		

(4) Khi chiều rộng của dải trên cột chênh lệch $0,5L_x$ như trên Hình I.1 (ví dụ) và bằng chiều rộng của mũ cột, chiều rộng của dải giữa nhịp nên được điều chỉnh cho phù hợp.

(5) Trừ khi có dầm theo chu vi, trong đó các dầm được thiết kế để có đủ khả năng chịu xoắn, mô men truyền lên các cột biên và cột góc cần được giới hạn đến khả năng chịu mô men của tiết diện chữ nhật bằng $0,17b_e d^2 f_{ck}$ (xem Hình 9.9 để xác định b_e). Mô men dương tại nhịp biên nên được điều chỉnh cho phù hợp.

I.1.3 Sơ đồ cột không đều

(1) Do sơ đồ các cột không đều, khi bản sàn phẳng không thể phân tích một cách hợp lý bằng phương pháp khung tương đương, có thể sử dụng phương pháp chia lưới hoặc phương pháp đàn hồi khác. Trong trường hợp như vậy, thông thường phương pháp đơn giản sau đây là đủ:

- i) phân tích bản sàn với toàn bộ tải trọng, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ trên tất cả các ô.
- ii) các mô men giữa nhịp và mô men cột sau đó cần được tăng lên cho phép kể đến hệ quả của các dạng tải trọng. Điều này có thể được đảm bảo bởi việc chất tải ô nguy hiểm với $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ và phần còn lại của bản sàn với $\gamma_G G_k$. Khi có thể có sự thay đổi đáng kể về tải trọng thường xuyên giữa các ô, γ_G nên lấy bằng 1 đối với các ô không chất tải.
- iii) ảnh hưởng của sự chất tải đặc biệt này sau đó có thể áp dụng cho các ô nguy hiểm và các khu vực có gối tựa khác theo cách tương tự.

(2) Các hạn chế liên quan đến việc truyền mô men lên các cột biên nêu trong I.1.2(5) cần được áp dụng.

I.2 Vách cứng

(1) Vách cứng là tường bê tông hoặc bê tông cốt thép góp phần giữ ổn định ngang cho kết cấu.

(2) Tải trọng ngang do mỗi vách cứng trong kết cấu chịu cần được xác định bằng phân tích tổng thể kết cấu, có kể đến tải trọng tác dụng, độ lệch tâm của các tải trọng liên quan đến tâm cắt của kết cấu và sự tương tác giữa các tường chịu lực khác nhau.

(3) Các hệ quả của tính không đối xứng của tải trọng gió cần được xem xét (xem EN 1991-1-4).

(4) Các tổ hợp hệ quả của lực dọc trục và lực cắt cần được kể đến.

(5) Ngoài các tiêu chí sử dụng khác trong tiêu chuẩn này, ảnh hưởng của hiệu ứng xoay của vách cứng đến người sử dụng trong tòa nhà cũng cần được xem xét (xem EN 1990).

(6) Trong trường hợp kết cấu nhà không vượt quá 25 tầng, khi sơ đồ mặt bằng các tường/vách cứng đối xứng một cách hợp lý, và các tường/vách cứng không có các lỗ mở gây ra biến dạng tổng thể lớn đáng kể do cắt, tải trọng ngang chịu bởi vách cứng được xác định như sau:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\sum (EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\sum (EI)y_n^2} \quad (I.1)$$

trong đó:

P_n là tải trọng ngang lên tường thứ n ;

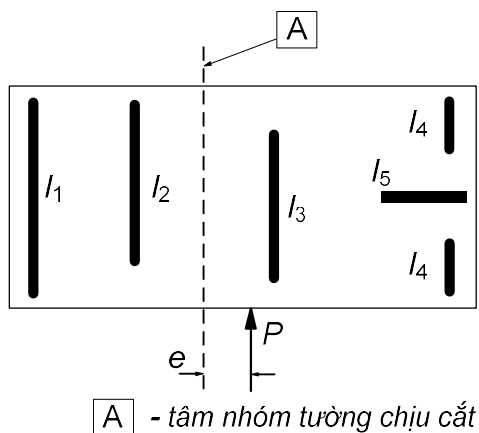
$(EI)_n$ là độ cứng tường thứ n ;

P là tải trọng tác dụng;

e là độ lệch tâm của P so với tâm cứng (xem Hình I.3);

y_n là khoảng cách của tường n tính từ tâm cứng.

(7) Nếu các cấu kiện có hoặc không có biến dạng cắt đáng kể được tổ hợp trong một hệ giằng, việc phân tích cần kể đến cả biến dạng do cắt lẫn do uốn.



Hình I.3 - Độ lệch tâm của tải trọng so với tâm của các vách cứng

Phụ lục J (Tham khảo)

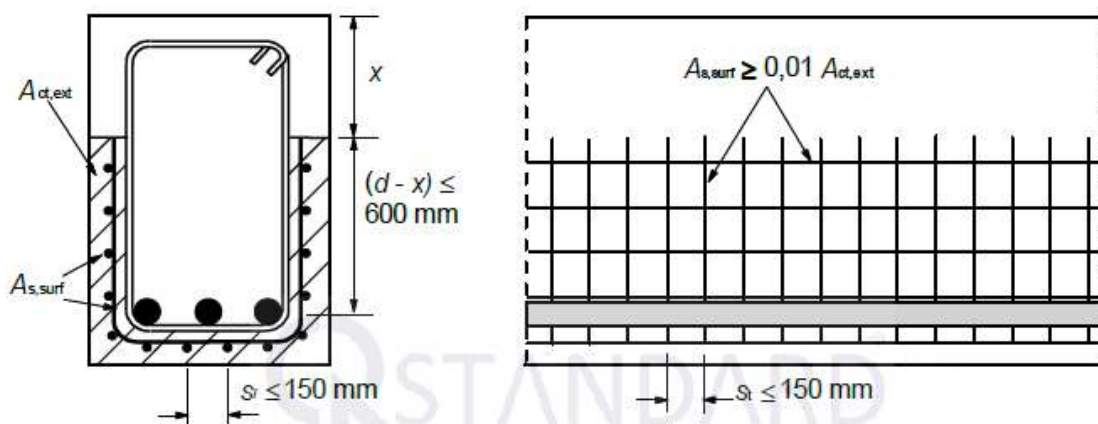
Các quy định về cấu tạo dành cho các tình huống đặc biệt

J.1 Cốt thép bề mặt

(1) Cần sử dụng cốt thép bề mặt để chống bong bê tông khi cốt thép chủ là:

- thanh thép có đường kính lớn hơn 32 mm, hoặc
- các thanh thép bó với đường kính tương đương lớn hơn 32 mm (xem 8.8).

Cốt thép bề mặt nên bao gồm lưới thép hoặc các thanh thép có đường kính nhỏ, được bố trí bên ngoài cốt thép đai như trên Hình J.1.



x là chiều cao vùng chịu nén ở trạng thái giới hạn cực hạn

Hình J.1 - Ví dụ về cốt thép bề mặt

(2) Diện tích cốt thép bề mặt $A_{s,surf}$ không nên nhỏ hơn $A_{s,surfmin}$ theo hai hướng song song và vuông góc với cốt thép chịu kéo của dầm.

CHÚ THÍCH: Giá trị $A_{s,surfmin}$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là $0,01A_{ct,ext}$, trong đó $A_{ct,ext}$ là diện tích phần bê tông chịu kéo bên ngoài cốt thép đai (xem Hình J.1).

(3) Khi lớp bê tông bảo vệ cốt thép lớn hơn 70 mm, để tăng độ bền lâu nên sử dụng cốt thép bề mặt tương tự với diện tích bằng $0,005A_{ct,ext}$ theo mỗi hướng.

(4) Lớp bảo vệ nhỏ nhất cần thiết cho cốt thép bề mặt được nêu trong 4.4.1.2.

(5) Các thanh thép dọc của cốt thép bề mặt có thể được kể đến như là cốt thép dọc chịu uốn và các thanh thép ngang như là cốt thép chịu cắt, nếu chúng đáp ứng các yêu cầu về bố trí và neo của các loại cốt thép này.

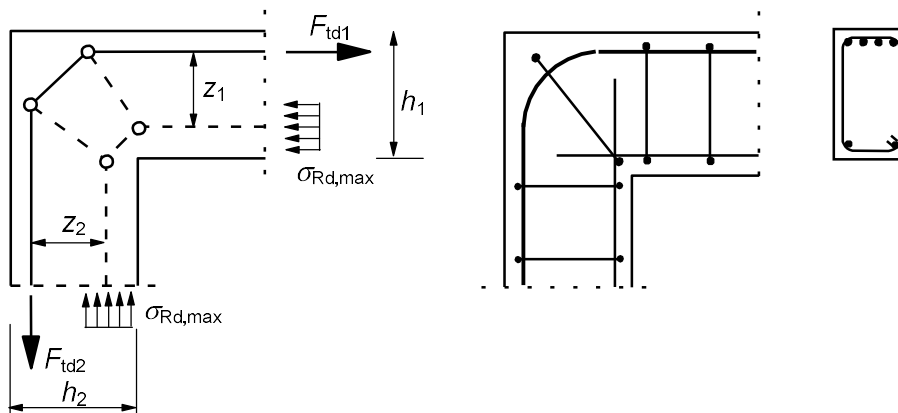
J.2 Góc khung

J.2.1 Quy định chung

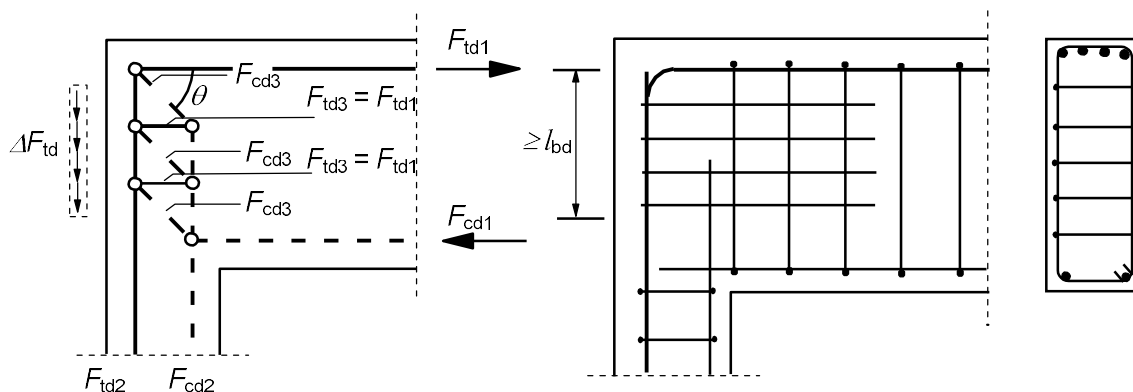
(1) Cường độ bê tông $\sigma_{Rd,max}$ cần được xác định theo 6.5.2 (các vùng chịu nén có hoặc không có cốt thép ngang).

J.2.2 Góc khung với các mô men đóng

(1) Đối với cột và dầm có chiều cao tiết diện xấp xỉ bằng nhau ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (xem Hình J.2 (a)), không cần phải kiểm tra cốt thép đai hoặc chiều dài neo trong phạm vi mỗi nối dầm cột, nếu tất cả cốt thép chịu kéo của dầm được uốn vòng quanh góc.



a) Chiều cao tiết diện dầm và cột gần như bằng nhau



b) Chiều cao tiết diện dầm và cột rất khác nhau

Hình J.2 - Góc khung với mô men đóng. Mô hình và cốt thép

(2) Hình J.2 (b) minh họa mô hình giàn ảo đối với $h_2/h_1 < 2/3$ cho miền giới hạn của $\tan\theta$.

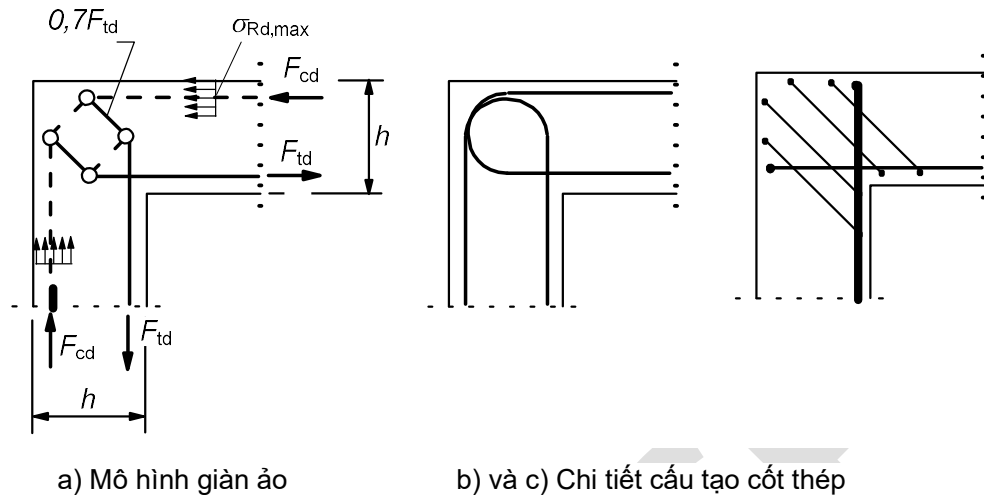
CHÚ THÍCH: Các giá trị giới hạn $\tan\theta$ sử dụng trong quốc gia có thể cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị của giới hạn cận dưới là 0,4 và giới hạn cận trên là 1.

(3) Chiều dài neo L_{bd} cần được xác định cho lực $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) Cốt thép cần được bố trí cho lực kéo ngang vuông góc với nút phẳng.

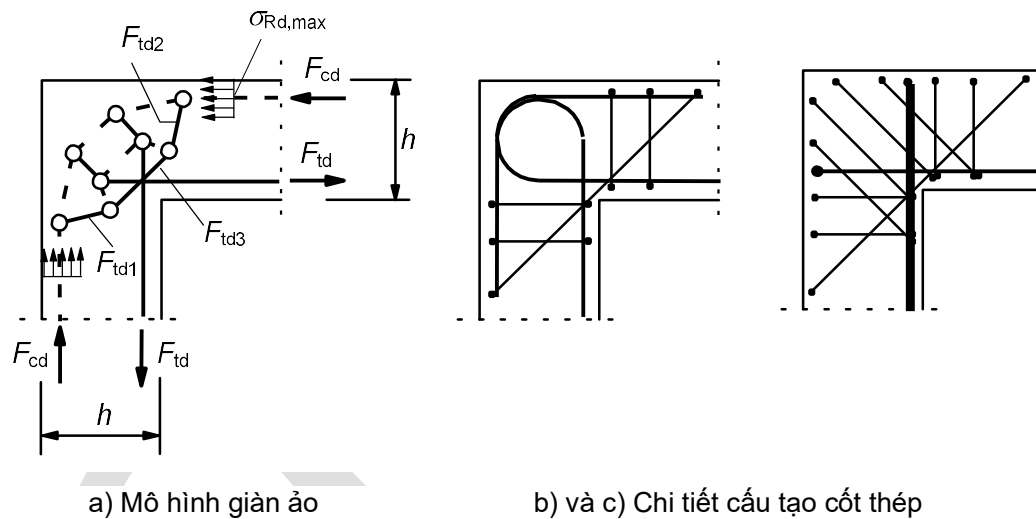
J.2.3 Góc khung với các mô men mở

(1) Đối với cột và dầm có chiều cao tiết diện xấp xỉ bằng nhau, có thể sử dụng mô hình thanh chống-giằng như trên Hình J.3 (a) và J.4 (a). Cốt thép cần được bố trí như cốt thép vòng ở vùng góc hoặc các thanh thép đầu chữ U chồng nhau kết hợp với cốt thép đai xiên như trên Hình J.3 (b) và (c) và Hình J.4 (b) và (c).



Hình J.3 - Góc khung với mô men mở trung bình
(ví dụ $A_s/bh \leq 2\%$)

(2) Đối với mô men mở lớn, phải xem xét thanh thép chéo và các cốt thép đai nhằm tránh nứt tách như trên Hình J.4.



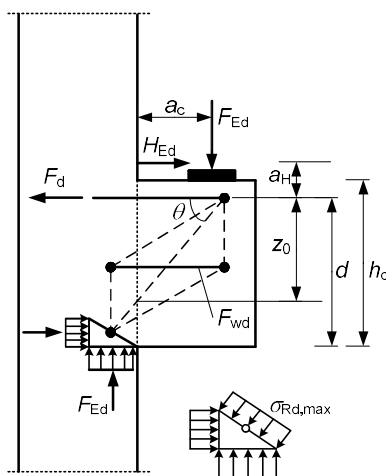
Hình J.4 - Góc khung với mô men mở lớn (ví dụ $A_s/bh > 2\%$)

J.3 Vai cột

(1) Vai cột ($a_c < z_0$) có thể được thiết kế bằng cách sử dụng mô hình thanh chống – giàn như mô tả trong 6.5 (xem Hình J.5). Góc nghiêng của dải chịu nén được giới hạn bởi $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

(2) Nếu $a_c < 0,5h_c$, cần bố trí các cốt thép đai kín nằm ngang hoặc xiên với $A_{s,link} \geq k_1 A_{s,main}$ để bổ sung cho cốt thép chủ chịu kéo (xem Hình J.6 (a)).

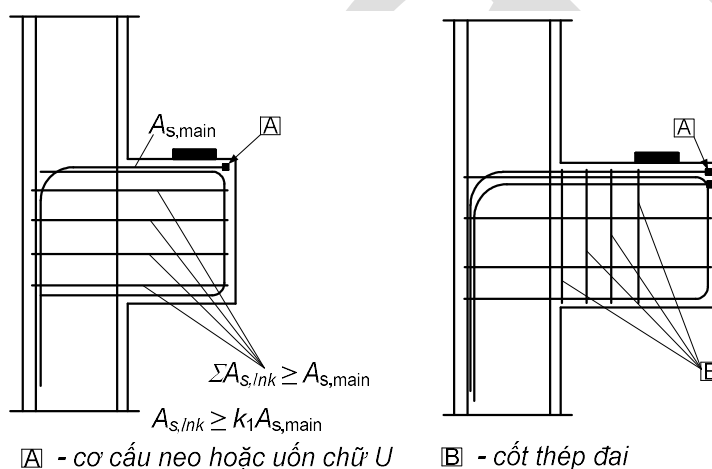
CHÚ THÍCH: Giá trị k_1 cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,25.



Hình J.5 - Mô hình thanh chống – giằng của vai cột

(3) Nếu $a_c > 0,5h_c$ và $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (xem 6.2.2), cần bố trí các cốt thép đai kín thẳng đứng $A_{s,link} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$ để bổ sung cho cốt thép chủ chịu kéo (xem Hình J.6 (b)).

CHÚ THÍCH: Giá trị k_2 cho trong Phụ lục Quốc gia. Giá trị khuyến nghị là 0,5.



a) Cốt thép cho trường hợp $a_c \leq h_c$ b) Cốt thép cho trường hợp $a_c > h_c$

Hình J.6 - Cấu tạo vai cột

(4) Cốt thép chủ chịu kéo cần được neo tại cả hai đầu. Nên được neo vào trong cấu kiện đỡ về phía mặt xa và chiều dài neo nên được đo từ vị trí của cốt thép thẳng đứng ở mặt gần. Cốt thép cần được neo vào trong vai cột và chiều dài neo nên được đo từ mặt trong của tấm truyền lực.

(5) Nếu có yêu cầu đặc biệt về giới hạn vết nứt, các cốt đai xiên tại góc mở vào lại sẽ hiệu quả.

NA. PHỤ LỤC QUỐC GIA CHO TCVN X1992-1-1: 202X

Phụ lục Quốc gia này được sử dụng cùng với TCVN X1992-1-1: 202X.

NA.1 Phạm vi áp dụng

NA.1.1 Phụ lục Quốc gia này đưa ra:

a) các quyết định của Việt Nam đối với các Thông số do Quốc gia xác định được mô tả trong các khoản mục sau đây của TCVN X1992-1-1: 202X:

— 2.3.3 (3)	— 4.4.1.3 (4)	— 6.4.3 (6)	— 9.2.1.1 (3)	— 9.10.2.4 (2)
— 2.4.2.1 (1)	— 5.1.3 (1)P	— 6.4.4 (1)	— 9.2.1.3 (1)	— 11.3.5 (1)P
— 2.4.2.2 (1)	— 5.2 (5)	— 6.4.5 (1)	— 9.2.1.4 (1)	— 11.3.5 (2)P
— 2.4.2.2 (2)	— 5.5 (4)	— 6.4.5 (3)	— 9.2.2 (4)	— 11.3.7 (1)
— 2.4.2.2 (3)	— 5.6.3 (4)	— 6.4.5 (4)	— 9.2.2 (5)	— 11.6.1 (1)
— 2.4.2.3 (1)	— 5.8.3.1 (1)	— 6.5.2 (2)	— 9.2.2 (2)	— 11.6.1 (2)
— 2.4.2.4 (1)	— 5.8.3.3 (1)	— 6.5.4 (4)	— 9.2.2 (7)	— 11.6.2 (1)
— 2.4.2.4 (2)	— 5.8.3.3 (2)	— 6.5.4 (6)	— 9.2.2 (8)	— 11.6.4.1 (1)
— 2.4.2.5 (2)	— 5.8.5 (1)	— 6.8.4 (1)	— 9.3.1.1 (3)	— 11.6.4.2 (2)
— 3.1.2 (2)P	— 5.8.6 (3)	— 6.8.4 (5)	— 9.5.2 (21)	— 12.3.1 (1)
— 3.1.2 (4)	— 5.10.1 (6)	— 6.8.6 (1)	— 9.5.2 (2)	— 12.6.3 (12)
— 3.1.6 (1)P	— 5.10.2.1 (1)P	— 6.8.6 (3)	— 9.5.2 (3)	— A.2.1 (1)
— 3.1.6 (2)P	— 5.10.2.1 (2)	— 6.8.7 (1)	— 9.5.3 (3)	— A.2.1 (2)
— 3.2.2 (3)P	— 5.10.2.2 (4)	— 7.2 (2)	— 9.6.2 (1)	— A.2.2 (1)
— 3.2.7 (2)	— 5.10.2.2 (5)	— 7.2 (3)	— 9.6.3 (1)	— A.2.2 (2)
— 3.3.4 (5)	— 5.10.3 (2)	— 7.2 (5)	— 9.7 (1)	— A.2.3 (1)
— 3.3.6 (7)	— 5.10.8 (2)	— 7.3.1 (5)	— 9.8.1 (3)	— C.1 (1)
— 4.4.1.2 (3)	— 5.10.8 (3)	— 7.3.2 (4)	— 9.8.2.1 (1)	— C.1 (3)
— 4.4.1.2 (5)	— 5.10.9 (1)P	— 7.3.4 (3)	— 9.8.3 (1)	— E.1 (2)
— 4.4.1.2 (6)	— 6.2.2 (1)	— 7.4.2 (2)	— 9.8.3 (2)	— J.1 (2)
— 4.4.1.2 (7)	— 6.2.2 (6)	— 8.2 (2)	— 9.8.4 (1)	— J.2.2 (2)
— 4.4.1.2 (8)	— 6.2.3 (2)	— 8.3 (2)	— 9.8.5 (3)	— J.3 (2)
— 4.4.1.2 (13)	— 6.2.3 (3)	— 8.6 (2)	— 9.10.2.2 (2)	— J.3 (3)
— 4.4.1.3 (1)P	— 6.2.4 (4)	— 8.8 (1)	— 9.10.2.3 (3)	
— 4.4.1.3 (3)	— 6.2.4 (6)	— 9.2.1.1 (1)	— 9.10.2.3 (4)	

b) các quyết định của Việt Nam về việc áp dụng các phụ lục của TCVN X1992-1-1: 202X; và

c) các tham chiếu đến các tài liệu tham khảo cho những thông tin bổ sung không mâu thuẫn.

NA.2 Các Thông số do Quốc gia xác định

Các quyết định của Việt Nam đối với các Thông số do Quốc gia xác định được mô tả trong TCVN X1992-1-1: 202X được cho trong Bảng NA.1

draft

Bảng NA.1 Các lựa chọn của Việt Nam đối với các Thông số do Quốc gia xác định (NDP) trong TCVN X1992-1-1: 202X

STT	Mục	NDP – Tham số do Quốc gia xác định	Khuyến nghị của Eurocode	Giá trị Việt Nam chọn
1	2.3.3 (3)	Giá trị của d_{joint}	30 m	Sử dụng giá trị khuyến nghị
2	2.4.2.1 (1)	Hệ số riêng cho tác động co ngót γ_{SH}	1,0	Sử dụng giá trị khuyến nghị
3	2.4.2.2 (1)	Hệ số riêng cho ứng suất trước $\gamma_{P,fav}$	1,0	0,9
4	2.4.2.2 (2)	Hệ số riêng cho ứng suất trước $\gamma_{P,unfav}$	1,3	1,1
5	2.4.2.2 (3)	Hệ số riêng cho ứng suất trước $\gamma_{P,unfav}$ cho hiệu ứng cục bộ	1,2	Sử dụng giá trị khuyến nghị
6	2.4.2.3 (1)	Hệ số riêng cho mỏi $\gamma_{F.fat}$	1,0	Sử dụng giá trị khuyến nghị
7	2.4.2.4 (1)	Các hệ số riêng cho vật liệu trong các trạng thái giới hạn cực hạn γ_c và γ_s	Bảng 2.1N	Sử dụng các giá trị khuyến nghị

8	2.4.2.4 (2)	Các hệ số riêng cho vật liệu trong các trạng thái giới hạn sử dụng γ_c và γ_s	1,0	Sử dụng giá trị khuyến nghị
9	2.4.2.5 (2)	Giá trị của k_f	1,1	Sử dụng giá trị khuyến nghị
10	3.1.2 (2)P	Giá trị của C_{max}	C90/105	Sử dụng giá trị khuyến nghị. Tuy nhiên, khả năng chịu cắt của các cấp bê tông cao hơn C50/60 phải được xác định bằng thí nghiệm, trừ khi có bằng chứng phù hợp về sử dụng trong quá khứ của cấp phối cụ thể bao gồm cả loại cốt liệu được sử dụng. Nếu không, khả năng chịu cắt của các cấp cường độ bê tông cao hơn C50/60 có thể bị giới hạn ở mức C50/60.
11	3.1.2 (4)	Giá trị của k_t	0,85	Sử dụng giá trị khuyến nghị
12	3.1.6 (1)P	Giá trị của α_{cc}	1,0	Sử dụng giá trị khuyến nghị
13	3.1.6 (2)P	Giá trị của α_{ct}	1,0	Sử dụng giá trị khuyến nghị
14	3.2.2 (3)P	Giới hạn trên của f_{yk}	600 MPa	Sử dụng giá trị khuyến nghị
15	3.2.7 (2)	Các giả thiết thiết kế cho cốt thép: giá trị của ϵ_{ud}	$0,9\epsilon_{uk}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
16	3.3.4 (5)	Giá trị của k	1,1	Sử dụng giá trị khuyến nghị

TCVN X1992-1-1:202X

17	3.3.6 (7)	Các giả thiết thiết kế cho cáp ứng suất trước: giá trị của ε_{ud}	$0,9 \varepsilon_{uk}$ hoặc nếu không biết các giá trị chính xác hơn: $\varepsilon_{ud} = 0,02$ $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
18	4.4.1.2 (3)	Giá trị của $C_{min,b}$	Đối với cáp căng sau bám dính trong ống luồn cáp hình chữ nhật: lấy giá trị lớn hơn của kích thước theo phương ngắn hoặc một nửa kích thước theo phương dài. Đối với cáp căng sau bám dính trong ống luồn cáp hình tròn: lấy bằng đường kính ống. Cáp căng trước: 1,5 x đường kính tạo hoặc sợi tròn, 2,5 x đường kính sợi có khía	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
19	4.4.1.2 (5)	Phân loại kết cấu và các giá trị của lớp bảo vệ tối thiểu do điều kiện môi trường $c_{min,dur}$	Bảng 4.3N đối với phân loại kết cấu, Bảngs 4.4N và 4.5N cho các giá trị của $c_{min,dur}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
20	4.4.1.2 (6)	Giá trị của $\Delta_{cdur,y}$	0 mm	Sử dụng giá trị khuyến nghị

21	4.4.1.2 (7)	Giá trị của $\Delta_{\text{cdur,st}}$	0 mm	0 mm trừ khi được chứng minh bằng cách tham khảo tài liệu chuyên môn
22	4.4.1.2 (8)	Giá trị của $\Delta_{\text{cdur,add}}$	0 mm	0 mm trừ khi được chứng minh bằng cách tham khảo tài liệu chuyên môn
23	4.4.1.2 (13)	Giá trị của k_1, k_2, k_3	$k_1 = 5 \text{ mm}$ $k_2 = 10 \text{ mm}$ $k_3 = 15 \text{ mm}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
24	4.4.1.3 (1)P	Giá trị của Δc_{dev}	10 mm	Sử dụng giá trị khuyến nghị
25	4.4.1.3 (3)	Giá trị của Δc_{dev} dưới các điều kiện kiểm soát	Các công thức (4.3N) và (4.4N)	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
26	4.4.1.3 (4)	Các giá trị của k_1 và k_2	$k_1 = 40 \text{ mm}$ $k_2 = 75 \text{ mm}$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị

27	5.1.3 (1)P	Bố trí tải trọng theo phương pháp đơn giản hóa	Cần xem xét các loại phân bố tải trọng như sau: nhịp xen kẽ chịu tác động thay đổi và tác động thường xuyên thiết kế ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), các nhịp khác chỉ chịu tác động thường xuyên thiết kế $\gamma_G G_k + P_m$: hai nhịp liên kề bất kỳ chịu tác động thay đổi và tác động thường xuyên thiết kế ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$); các nhịp khác chỉ chịu tác động thường xuyên thiết kế , $\gamma_G G_k + P_m$	Sử dụng một trong ba cách sau. a) Xem xét hai cách bố trí tải được đề xuất trong Eurocode cho các nhịp xen kẽ và liên kề b) Xem xét hai cách sắp xếp sau cho trường hợp chất tải tất cả các nhịp và các nhịp xen kẽ: (1) tất cả các nhịp chịu tác động thay đổi và tác động thường xuyên thiết kế ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$); (2) các nhịp xen kẽ chịu tác động thay đổi và tác động thường xuyên thiết kế ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), các nhịp khác chỉ chịu tác động thường xuyên thiết kế $\gamma_G G_k + P_m$; giá trị giống nhau của γ_G cần được sử dụng cho cả kết cấu; c) Đối với sàn, sử dụng trường hợp chất tải tất cả các nhịp như mô tả trong b)1) nếu: (1) trong sàn một phương diện tích mỗi nhịp vượt quá 30 m²: (2) tỷ số giữa tác động thay đổi Q_k và tác động thường xuyên G_k không vượt quá 1,25: và (3) tác động thay đổi Q_k không vượt quá 5 kN/m² không kể đến vách ngăn. Trong trường hợp c), khi tiến hành phân tích theo cách bố trí tải như mô tả trong b) 1), các kết quả mô men tại gối tựa, trừ gối tựa
----	------------	--	---	--

				conxon, sẽ bị giảm đi 20%, với sự tăng tương ứng cho mô men giữa nhịp. Trong trường hợp này, một nhịp có nghĩa là một dải trên toàn bộ chiều rộng của kết cấu giới hạn ở hai phía bởi các đường gối tựa. Cách bố trí tải trọng trong a), b) và c) được thiết lập bằng cách áp dụng TCVN EN 1990:202X, công thức (6.10). Mặc dù không được đề cập ở đây, chúng cũng có thể được thiết lập bằng cách sử dụng TCVN EN 1990:202X, công thức (6.10a) và (6.10b).
28	5.2 (5)	Giá trị của ϑ_0	1/200	Sử dụng giá trị khuyến nghị
29	5.5 (4)	Công thức phân bố lại mô men: các giá trị của k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 và k_6	$k_1 = 0,44$ $k_2 = 1,25(0,6 + 0,001 \cdot 4/\varepsilon_{cu2})$ $k_3 = 0,54$ $k_4 = 1,25(0,6 + 0,001 \cdot 4/\varepsilon_{cu2})$ $k_5 = 0,7$ $k_6 = 0,8$	Đối với thép có $f_{yk} \leq 500$ MPa $k_1 = k_3 = 0,4$ $k_2 = k_4 = 0,6 + 0,001 \cdot 4/\varepsilon_{cu2}$ $k_5 = 0,7$ $k_6 = 0,8$ Đối với thép có $f_{yk} > 500$ MPa, có thể phải sử dụng nhiều giá trị hạn chế hơn so với với thép có $f_{yk} \leq 500$ MPa.
30	5.6.3 (4)	Các giá trị của $\vartheta_{pl,d}$	Hình 5.6N	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
31	5.8.3.1 (1)	Giá trị của λ_{lim}	$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị

TCVN X1992-1-1:202X

32	5.8.3.3 (1)	Giá trị của k_1	0,31	Sử dụng giá trị khuyến nghị
33	5.8.3.3 (2)	Giá trị của k_2	0,62	Sử dụng giá trị khuyến nghị
34	5.8.5 (1)	Các phương pháp phân tích bậc hai	Chọn một trong hai phương pháp: Phương pháp dựa vào độ cứng danh định Phương pháp dựa vào độ cong danh định.	Sử dụng một trong hai phương pháp
35	5.8.6 (3)	Giá trị của γ_{cE}	1,2	Sử dụng giá trị khuyến nghị
36	5.10.1 (6)	Các phương pháp tránh phá hoại giòn của cấu kiện ứng suất trước	Phương pháp A tới E	Có thể dùng bất kỳ phương pháp nào từ A tới E.
37	5.10.2.1 (1)P	Lực căng tối đa: các giá trị của k_1 và k_2	$k_1 = 0,8$ $k_2 = 0,9$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
38	5.10.2.1 (2)	Lực căng tối đa: giá trị của k_3	0,95	Sử dụng giá trị khuyến nghị
39	5.10.2.2 (4)	Cường độ tối thiểu của bê tông tại các trạng thái khác nhau khi ứng suất trước: các giá trị của k_4 và k_5	$k_4 = 50 \%$ $k_5 = 30 \%$	Sử dụng giá trị khuyến nghị

40	5.10.2.2 (5)	Tăng ứng suất tại thời điểm ứng suất trước: giá trị của k_6	$k_6 = 0,7$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
41	5.10.3 (2)	Lực căng trước ngay sau khi căng: các giá trị của k_7 và k_8	$k_7 = 0,75$ $k_8 = 0,85$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
42	5.10.8 (2)	Giá trị của $\Delta_{p,ULS}$	100 MPa	100 MPa trừ khi cáp nằm ngoài βd từ mặt chịu kéo, trong trường hợp đó $\Delta_{p,ULS} = 0$. $\beta = 0,1$ cho $d > 1\,000$ mm; $\beta = 0,25$ cho $d < 500$ mm: giá trị của β có thể nội suy từ các giá trị của d giữa 500 mm và 1000mm.
43	5.10.8 (3)	Các giá trị của $\gamma_{\Delta P, sup}$ và $\gamma_{\Delta P, inf}$	$\gamma_{\Delta P, sup} = 1,2$ $\gamma_{\Delta P, inf} = 0,8$ Cả hai giá trị được lấy là 1,0 nếu sử dụng phân tích tuyến tính với tiết diện không nứt	Sử dụng giá trị khuyến nghị
44	5.10.9 (1)P	Các giá trị của r_{sup} và r_{inf}	Với cáp căng trước không bám dính: $r_{sup} = 1,05$ và $r_{inf} = 0,95$ Với cáp căng sau bám dính: $r_{sup} = 1,10$ và $r_{inf} = 0,90$ Khi các biện pháp thích hợp được thực hiện (ví dụ đo trực tiếp lực căng trước):	$r_{sup} = 1,0$ $r_{inf} = 1,0$

TCVN X1992-1-1:202X

			$r_{\text{sup}} = 1,0$ và $r_{\text{inf}} = 1,0$	
45	6.2.2 (1)	Các giá trị của $C_{\text{Rd,c}}$, v_{min} , và k_1 cho lực cắt thẳng góc	$C_{\text{Rd,c}} = 0,18/\gamma_c$ $v_{\text{min}} = 0,035k^{3/2}f_{\text{ck}}^{1/2}$ $k_1 = 0,15$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị Xem thêm 3.1.2 (2)P đối với các yêu cầu cho bê tông cấp > C50/60
46	6.2.2 (6)	Giá trị của v	$v = 0,6[1-f_{\text{ck}}/250]$	Sử dụng giá trị khuyến nghị Xem thêm 3.1.2 (2)P đối với các yêu cầu cho bê tông cấp > C50/60
47	6.2.3 (2)	Giới hạn giá trị của $\cot\theta$	$1 \leq \cot\theta \leq 2,5$	$1 \leq \cot\theta \leq 2,5$, ngoại trừ trong cấu kiện mà lực cắt cùng tồn tại với lực kéo bên ngoài (nghĩa là lực kéo gây ra bởi ngăn cản biến dạng không được xem xét ở đây). Trong các cấu kiện này, giá trị của $\cot\theta$ phải lấy bằng 1,25.

48	6.2.3 (3)	Các giá trị của v_1 và α_{cw}	$v_1 = v$ như mô tả trong công thức 6.6N hoặc lấy các giá trị cho trong các công thức (6.10.aN) và (6.10.bN) α_{cw} lấy các giá trị cho trong các công thức (6.11.aN), (6.11.bN) và (6.11.cN)	$v_1 = v(1 - 0,5\cos\alpha)$ Tuy nhiên, nếu ứng suất thiết kế của cốt thép chịu cắt nhỏ hơn 80% ứng suất chảy đặc trưng f_{yk}, thì v_1 có thể được lấy là: $v_1 = 0,54(1 - 0,5\cos\alpha)$ cho $f_{yk} < 60$ MPa $v_1 = (0,84 - f_{ck}/200)(1 - 0,5\cos\alpha) > 0,5$ cho $f_{yk} > 60$ MPa α_{cw} tính như sau: 1 cho kết cấu không ứng suất trước $(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ cho $0 < \sigma_{cp} < 0,25f_{cd}$ 1,25 cho $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5f_{cd}$ $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ cho $0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}$ trong đó: σ_{cp} là ứng suất nén trung bình, tính là dương, trong bê tông do lực dọc trục thiết kế. Giá trị này thu được bằng cách lấy trung bình trên tiết diện bê tông có tính đến cốt thép. Không cần tính toán giá trị của σ_{cp} ở khoảng cách nhỏ hơn $0,5d_{cot\theta}$ tính từ mép gối tựa. Lưu ý rằng các giá trị của v_1 và α_{cw} không nên giúp tăng giá trị của $V_{Rd,max}$ lớn hơn $200(b_w)^2$ tại tiết diện cách mép gối lớn hơn d. Vì lý do này giá trị của b_w không phải giảm xuống do ống luồng cáp.
----	-----------	--	--	---

				Trong trường hợp cáp thẳng, ứng suất trước lớn ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) và bản bụng mỏng, nếu thanh chịu kéo và thanh chịu nén có khả năng chịu toàn bộ lực ứng suất trước và các khối block được bố trí ở điểm biên của dầm để phân tán lực căng trước, có thể giả thiết rằng lực ứng suất trước được phân bố giữa các thanh. Trong trường hợp này, miền nén do cắt chỉ cần xét đến ở bản bụng, có nghĩa là $\alpha_{cw} = 1$. Xem thêm 3.1.2 (2)P cho yêu cầu đối với bê tông cấp > C50/60.
--	--	--	--	--

49	6.2.4 (4)	Khoảng giá trị của $\cot\theta_f$	$1,0 < \cot\theta_f < 2,0$ cho cánh chịu nén $1,0 < \cot\theta_f < 1,25$ cho cánh chịu kéo	Sử dụng giá trị khuyến nghị
50	6.2.4 (6)	Giá trị của k	0,4	Sử dụng giá trị khuyến nghị
51	6.4.3 (6)	Các giá trị của θ	$\theta = 1,5$ cho cột góc $\theta = 1,4$ cho cột biên $\theta = 1,15$ cho cột giữa	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
52	6.4.4 (1)	Các giá trị của $C_{Rd,c}$, v_{min} và k_1 cho chọc thủng	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$ $k_1 = 0,1$	Sử dụng giá trị khuyến nghị Xem thêm 3.1.2 (2)P đối với yêu cầu cho bê tông cấp > C50/60
53	A ₂ 6.4.5 (1)	Giá trị giới hạn của sức kháng chọc thủng $v_{Rd,cs i}$	$k_{max} v_{Rd,c} = 1.5v_{Rd,c}$	$k_{max} v_{Rd,c} = 2v_{Rd,c}$
54	6.4.5 (3)	Giá trị của sức kháng chọc thủng lớn nhất cạnh cột $V_{Rd,max}$	$v_{Rd,max} = 0,4 v_{fcd}$	$V_{Rd,max} = 0,5 v_{fcd}$
55	6.4.5 (4)	Khoảng cách kd của chu vi bên ngoài của cốt thép chống chọc thủng tính từ chu vi U_{out}	$k = 1,5$	$k=1,5$ Trừ khi chu vi mà tại đó không còn cần bố trí cốt thép là nhỏ hơn $3d$ tính từ mặt của khu vực/cột chịu tải. Trong trường hợp này cốt thép cần được bố trí ở khu vực cách $0,3d$ và $0,5d$ tính từ mặt của

TCVN X1992-1-1:202X

				khu vực/cột chịu tải. Chu vi đầu tiên của cốt thép cần được bố trí không xa hơn 0,5 tính từ mặt của khu vực/cột chịu tải.
56	6.5.2 (2)	Giá trị của v'	$v' = 1 - f_{ck}/250$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
57	6.5.4 (4)	Giá trị của k_1, k_2, k_3	$k_1 = 1,0$ $k_2 = 0,85$ $k_3 = 0,75$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
58	6.5.4 (6)	Giá trị của k_4	$k_4 = 3,0$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
59	6.8.4 (1)	Các giá trị của các thông số cho các đường cong S-N	Các giá trị của các thông số cho các đường cong S-N cho cốt thép đưa ra trong Bảng 6.3N Các giá trị của các thông số cho các đường cong S-N cho thép ứng suất trước đưa ra trong Bảng 6.4N	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
60	6.8.4 (5)	Giá trị của k_2	5	Được xác định bằng cách tham khảo tài liệu chuyên gia
61	6.8.6 (1)	Các giá trị của k_1 và k_2	$k_1 = 70 \text{ MPa}$ $k_2 = 35 \text{ MPa}$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị trừ khi các giá trị khác được chấp nhận bởi các cơ quan có thẩm quyền
62	6.8.6 (3)	Giá trị của k_3	0,9	1,0

63	6.8.7 (1)	Mỗi: các giá trị cho N và k_1	$N = 10^6$ chu kỳ $k_1 = 0,85$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
64	7.2 (2)	Giá trị của k_1	0,6	Sử dụng giá trị khuyến nghị
65	7.2 (3)	Giá trị của k_2	0,45	Sử dụng giá trị khuyến nghị
66	7.2 (5)	Giá trị của k_3, k_4, k_5	$k_3 = 0,8$ $k_4 = 1,0$ $k_5 = 0,75$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
67	7.3.1 (5)	Giới hạn bề rộng vết nứt $w_{\max}$	Bảng 7.1N	Dùng Bảng NA.4
68	7.3.2 (4)	Giá trị của $\sigma_{ct,p}$	$f_{ct,eff}$ theo 7.3.2 (2)	Sử dụng giá trị khuyến nghị
69	7.3.4 (3)	Khoảng cách tối đa giữa các vết nứt trong Công thức (7.11): các giá trị cho k_3 và k_4	$k_3 = 3,4$ $k_4 = 0,425$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
70	7.4.2 (2)	Các giá trị của tỷ số cơ bản nhịp/chiều cao	Bảng 7.4N	Dùng Bảng NA. 5
71	8.2 (2)	Các giá trị của k_1 và k_2	$k_1 = 1 \text{ mm}$ $k_2 = 5 \text{ mm}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị

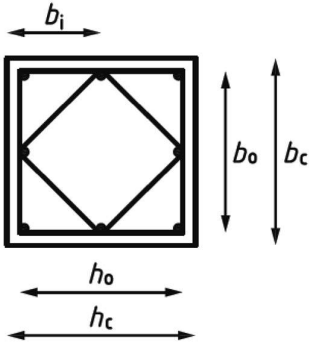
TCVN X1992-1-1:202X

72	8.3 (2)	Đường kính trục uốn tối thiểu $\phi_{m,min}$	Bảng 8.1N	Sử dụng trong Bảng NA.6a) và Bảng NA.6b)
73	8.6 (2)	Cường độ neo của cốt thép hàn	$F_{btd} = L_{td}\phi_t\sigma_{td} \leq F_{wd}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
74	8.8 (1)	Các quy tắc bổ sung cho các thanh đường kính lớn: giới hạn kích thước thanh	$\phi_{large} > 32 \text{ mm}$	$\phi_{large} > 40 \text{ mm}$
75	9.2.1.1 (1)	Dầm: diện tích cốt thép tối thiểu	$A_{s,min} = 0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d > 0,0013b_t d$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
76	9.2.1.1 (3)	Dầm: diện tích cốt thép tối đa	$A_{s,max} = 0,04A_c$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
77	9.2.1.2 (1)	Dầm: tỷ lệ tối thiểu của mô men uốn được giả thiết tại các gối tựa của kết cấu toàn khối	$\theta_1 = 0,15$	$\theta_1 = 0,25$
78	9.2.1.4 (1)	Neo của cốt thép lớp dưới tại gối tựa biên: diện tích thép được bố trí xuyên suốt gối tựa trong trường hợp giả thiết hạn chế hoặc không có ngàm trong thiết kế	$\theta_2 = 0,25$	Sử dụng giá trị khuyến nghị

79	9.2.2 (4)	Tỷ lệ tối thiểu của cốt thép cắt ở dạng đai móc (hở)	$\theta_3 = 0,5$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
80	9.2.2 (5)	Thép chịu cắt tối thiểu	$r_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
81	9.2.2 (6)	Khoảng cách tối đa theo phương dọc của các cốt thép chịu cắt	$s_{l,max} = 0,75d(L + \cot\alpha)$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
82	9.2.2 (7)	Khoảng cách tối đa giữa các cốt dọc của thanh thép uốn vai bò	$s_{b,max} = 0,6d(L + \cot\alpha)$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
83	9.2.2 (8)	Khoảng cách tối đa của thép đai móc	$s_{t,max} = 0,75d < 600 \text{ mm}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
84	9.3.1.1 (3)	Giá trị của $s_{max,slabs}$	Cho thép chính: $3h < 400 \text{ mm}$ Cho thép phụ: $3,5/h < 450 \text{ mm}$ Ngoại trừ trong các khu vực có tải trọng tập trung hoặc mô môn cực đại trong đó: Cho thép chính: $2h < 250 \text{ mm}$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị ngoại trừ cho sàn ứng suất trước căng sau khi có thể cần tham khảo tài liệu chuyên ngành ví dụ như The Concrete Society's design handbook [2].

TCVN X1992-1-1:202X

			Cho thép phụ: $3h < 400 \text{ mm}$	
85	9.5.2 (1)	Đường kính cốt thép dọc tối thiểu trong cột	$\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$	$\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$
86	9.5.2 (2)	Diện tích thép dọc tối thiểu trong cột	Lấy giá trị lớn hơn của $A_{s,\min} = 0,10N_{Ed}/f_{yd}$ hoặc $0.002.A_c$,	Sử dụng giá trị khuyến nghị
87	9.5.2 (3)	Diện tích tiết diện cốt thép dọc tối đa trong cột	$A_{s,\max} = 0,04A_c$ tại các vị trí không nổi chông trừ khi có thể chỉ ra rằng tính toàn vẹn của bê tông sẽ không bị ảnh hưởng và toàn bộ cường độ đạt được tại trạng thái giới hạn cực hạn $A_{s,\max} = 0,08A_c$ tại các vị trí nổi chông	Sử dụng giá trị khuyến nghị. Người thiết kế cần xem xét các giới hạn trên thực nghiệm có tính đến khả năng đảm bảo bê tông bao phủ xung quanh cốt thép.

88	9.5.3 (3)	Khoảng cách tối đa của cốt thép đai trong cột $s_{cl,max}$	$s_{cl,max}$ cần lấy giá trị nhỏ nhất của: 20 lần đường kính tối thiểu của các thanh cốt dọc; Kích thước cạnh nhỏ hơn của cột; 400 mm.	Sử dụng giá trị khuyến nghị cho bê tông cấp $\leq C50/60$. Với bê tông cấp $> C50/60$, thép đai cần thỏa mãn: $\alpha_n \alpha_s \omega_{wd} > 0,04$, trong đó $\omega_{wd} = (\text{thể tích được đai kín bao quanh} \times f_{yd}) / (\text{thể tích bê tông} \times f_{cd})$. Đối với cột hình chữ nhật: $\alpha_n = 1 - \sum (b_i^2 / 6b_o h_o)$ $\alpha_s = [1 - (s / 2b_o)] [1 - (s / 2h_o)]$ trong đó: n là số thanh cốt dọc được ngăn cản ngang bởi cốt đai b_i là khoảng cách giữa các thanh cốt dọc liền kề được bó ngang s là khoảng cách dọc của đai b_o và h_o là các bề rộng của khu vực được hạn chế nở hông theo hai phương (kích thước đo tới tâm của thép đai). 
----	-----------	--	---	--

				Đối với cột tròn với đai tròn: $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1-s/2D_o)^2$ trong đó D_o là đường kính của lõi được hạn chế nở hông (tính tới tâm của đai)
89	9.6.2 (1)	Diện tích lớn nhất và nhỏ nhất của thép đứng trong tường	$A_{s,vmin} = 0,002A_c$ $A_{s,vmax} = 0,04A_c$ tại các vị trí không nối chồng trừ khi có thể chỉ ra rằng tính toàn vẹn của bê tông sẽ không bị ảnh hưởng và toàn bộ cường độ đạt được tại trạng thái giới hạn cực hạn. Cần gấp đôi giới hạn này tại các vị trí nối chồng.	Sử dụng giá trị khuyến nghị

90	9.6.3 (1)	Diện tích thép đai tối thiểu trong vách	$A_{s,hmin} = 25 \%$ hoặc $0,001A_c$ lấy giá trị lớn hơn	Sử dụng các giá trị khuyến nghị. Trong trường hợp cần khống chế nứt, các ảnh hưởng của nhiệt tại thời điểm mới đổ và co ngót cần được tính cụ thể.
91	9.7 (1)	Diện tích thép bố trí đều tối thiểu trong dầm cao	$A_{s,dbmin} = 0,1 \%$ nhưng không nhỏ hơn $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ ở mỗi mặt và theo mỗi phương	0,2 % ở mỗi mặt
92	9.8.1 (3)	Giá trị của ϕ_{min} cho đài cọc	8 mm	Sử dụng giá trị khuyến nghị
93	9.8.2.1 (1)	Giá trị của ϕ_{min} cho móng của cột và tường	8 mm	Sử dụng giá trị khuyến nghị
94	9.8.3 (1)	Giá trị của ϕ_{min} cho dầm móng	8 mm	Sử dụng giá trị khuyến nghị
95	9.8.3 (2)	Tải tối thiểu truyền xuống dầm móng	$q_1 = 10 \text{ kN/m}$	Xác định theo dự án cụ thể
96	9.8.4 (1)	Các giá trị của q_2 và ϕ_{min}	$q_2 = 5 \text{ MPa}$ $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
97	9.8.5 (3)	Các giá trị của A_c và $A_{s,bpmin}$	A_c từ Bảng 9.6N $A_{s,bpmin}$ từ Bảng 9.6N	Sử dụng các giá trị khuyến nghị

TCVN X1992-1-1:202X

98	9.10.2.2 (2)	Lực do giằng chu vi chịu: các giá trị của q_1 và Q_2	$q_1 = 10 \text{ kN/m}$ $Q_2 = 70 \text{ kN}$	$q_1 = (20 + 4/n_0)/L_1$ với n_0 là số tầng và L_1 là chiều dài của nhịp biên $Q_2 = 60 \text{ kN}$
99	9.10.2.3 (3)	Lực kéo tối thiểu mà giằng bên trong phải chịu được	$F_{\text{tie,int}} = 20 \text{ kN/m}$	$F_{\text{tie,int}} = [(q_k + g_k)/7,5](L_r/5)(F_t) > F_t \text{ kN/m}$ với $(q_k + g_k)$ là tổng của tác động thường xuyên và tác động thay đổi trung bình trên sàn (kN/m^2): L_r là giá trị lớn hơn của các khoảng cách (m) giữa các tâm của các cột, khung, hoặc vách đỡ bất kỳ hai nhịp sàn liên kế theo phương của giằng được xem xét; và $F_t = (20 + 4n_0) \leq 60$. Bước tối đa của giằng trong = 1, $5L_r$.
100	9.10.2.3 (4)	Giằng trong trên sàn không có lớp đổ bù: các giá trị của q_3 và Q_4	$q_3 = 20 \text{ kN/m}$ $Q_4 = 70 \text{ kN}$	$F_{\text{tie}} = (1/7,5)(q_k + g_k)(L_r/5)F_t > F_t \text{ kN/m}$ trong đó $(q_k + g_k)$ là tổng của tác động thường xuyên và tác động thay đổi trung bình trên sàn (kN/m^2): L_r là giá trị lớn hơn của các khoảng cách (m) giữa các tâm của các cột, khung, hoặc vách đỡ bất kỳ hai nhịp sàn liên kế theo phương của giằng được xem xét; và $F_t = (20 + 4n_0) \leq 60$.

				Bước tối đa của giằng ngang = 1, $5L_r$.
101	9.10.2.4 (2)	Lực do giằng ngang chịu và truyền tới các cột/vách biên được bố trí cho từng sàn tầng: các giá trị của $F_{tie,fac}$ và $F_{tie,col}$	$F_{tie,fac} = 20 \text{ kN}$ trên mỗi mét dài mặt dựng $F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$	$F_{tie,fac} = F_{tie,col} =$ giá trị lớn hơn của $2F_t < L_s/2,5F_t$ và 3 % của tổng lực dọc cực hạn thiết kế được đỡ bởi cột hoặc vách tại cao trình đó. $F_{tie,fac}$ đơn vị kN trên mét dài dọc theo vách. $F_{tie,col}$ đơn vị kN cho mỗi cột. Giằng của tường ngoài chỉ cần nếu giằng chu vi không ở vị trí phạm vi của tường. L_s là chiều cao từ sàn tới trần, đơn vị m.
102	11.3.5 (1)P	Giá trị của α_{loc} (bê tông cốt liệu nhẹ)	0,85	Sử dụng giá trị khuyến nghị
103	11.3.5 (2)P	Giá trị của α_{lct} (bê tông cốt liệu nhẹ)	0,85	Sử dụng giá trị khuyến nghị
104	11.3.7 (1)	Giá trị của k	$k = 1,1$ cho bê tông cốt liệu nhẹ sử dụng cát làm cốt liệu mịn $k = 1,0$ for bê tông cốt liệu nhẹ (cả cốt liệu thô và mịn)	Sử dụng giá trị khuyến nghị

TCVN X1992-1-1:202X

105	11.6.1 (1)	Các giá trị của $C_{IRd,c}$, $u_{l,min}$ và k_1	$C_{IRd,c} = 0,15/\gamma_c$ $u_{l,min} = 0,028k^{3/2}f_{lck}^{1/2}$ $k_1 = 0,15$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
106	11.6.2 (1)	Giá trị của u_1	$u_1 = 0,5\eta[1-f_{lck}/250]$	Sử dụng giá trị khuyến nghị
107	11.6.4.1 (1)	Giá trị của k_2	0,08	Sử dụng giá trị khuyến nghị
108	11.6.4.2 (2)	Giá trị của $u_{Rd,max}$	$0.4f_{lck}$	Sử dụng giá trị khuyến nghị Chú ý rằng $v = v_1$ xác định bởi công thức (11.6.6N)
109	12.3.1 (1)	Các giá trị của $\alpha_{cc,pl}$ và $\alpha_{ct,pl}$ (bê tông không cốt thép)	$\alpha_{cc,pl} = 0,8$ $\alpha_{ct,pl} = 0,8$	$\alpha_{cc,pl} = 0,6$ $\alpha_{ct,pl} = 0,8$
110	12.6.3 (2)	Giá trị của k	1,5	Sử dụng giá trị khuyến nghị
111	A.2.1 (1)	Giá trị của $\gamma_{s,red1}$	1,1	Sử dụng giá trị khuyến nghị
112	A.2.1 (2)	Giá trị của $\gamma_{c,red1}$	1,4	Sử dụng giá trị khuyến nghị
113	A.2.2 (1)	Giá trị của $\gamma_{s,red2}$ và $\gamma_{c,red2}$	$\gamma_{s,red2} = 1,05$ $\gamma_{c,red2} = 1,45$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
114	A.2.2 (2)	Giá trị của $\gamma_{c,red3}$	1,35	Sử dụng giá trị khuyến nghị

115	A.2.3 (1)	Giá trị của η và $\gamma_{c,red4}$	$\eta = 0,85$ $\gamma_{c,red4} = 1,3$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
116	C.1 (1)	Các giá trị cho miền ứng suất mỗi, diện tích sườn tương đối tối thiểu, θ và các ngoại lệ cho các quy định về mỗi	Bảng C.2N $\theta = 0,6$ Ngoại lệ: Cốt thép chủ yếu dành cho tải trọng tĩnh hoặc các giá trị cao hơn của miền ứng suất mỗi và/hoặc số lượng chu kỳ được dùng để thí nghiệm.	Sử dụng giá trị khuyến nghị và các ngoại lệ được đề xuất
117	C.1 (3)	Các giá trị của a , f_{yk} , k , ϵ_{uk}	với f_{yk} $a = 10$ MPa với k và ϵ_{uk} $a = 0$ các giá trị tối thiểu và tối đa của f_{yk} , f_{yk} , ϵ_{uk} lấy theo Bảng C.3N	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
118	E.1 (2)	Các giá trị của cấp độ bền chỉ thị	Bảng E.1N	Sử dụng các giá trị khuyến nghị xem hướng dẫn ở 4.4.1.2 (5)
119	J.1 (2)	Giá trị của $A_{s,surfmin}$	$0,01A_{ct,ext}$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
120	J.2.2 (2)	Giá trị của $\tan\theta$	$0,4 < \tan\theta < 1$	Sử dụng các giá trị khuyến nghị

TCVN X1992-1-1:202X

121	J.3 (2)	Giá trị của k_1	0,25	Sử dụng các giá trị khuyến nghị
122	J.3 (3)	Giá trị của k_2	0,5	Sử dụng các giá trị khuyến nghị

Bảng NA.4 Giá trị khuyến nghị của $w_{\max}$

Loại môi trường tiếp xúc	Cấu kiện bê tông cốt thép và cấu kiện bê tông ứng suất trước với thanh căng không bám dính (mm)	Cấu kiện bê tông ứng suất trước với thanh căng bám dính (mm)
X0, XC1	0,3 ^a	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		0,2 và giảm nén ^c
(a): Đối với các loại môi trường tiếp xúc X0, XC1, chiều rộng vết nứt không ảnh hưởng đến độ bền lâu và giới hạn này được thiết lập để đảm bảo về mặt thẩm mỹ. Khi không có yêu cầu cụ thể về thẩm mỹ thì giới hạn này có thể được nói lỏng hơn. (b): Đối với các loại môi trường tiếp xúc này, phải kiểm tra bổ sung sự giảm nén dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng tựa thường xuyên. (c): = 0,2mm áp dụng cho các bộ phận của kết cấu không cần phải kiểm tra với giảm nén		

Khi không có các yêu cầu cụ thể, (ví dụ như chống thấm), có thể giả thiết rằng giới hạn bề rộng vết nứt tính toán đến giá trị $w_{\max}$ cho trong Bảng NA.4, dưới tác động của tổ hợp tải trọng tựa thường xuyên, nhìn chung sẽ thỏa mãn với các cấu kiện bê tông cốt thép trong công trình nhà trên phương diện độ bền lâu và hình thức thẩm mỹ.

Độ bền lâu của cấu kiện ứng suất trước có thể bị ảnh hưởng nghiêm trọng hơn bởi vết nứt. Trong trường hợp không có các yêu cầu chi tiết hơn, có thể giả thiết rằng việc giới hạn bề rộng vết nứt đến giá trị cho trong TCVN EN 1992-1-1: 202X, bảng 7.1N, dưới tác động của tổ hợp tải trọng thường gặp, nhìn chung sẽ thỏa mãn với các cấu kiện bê tông ứng suất trước. Giới hạn giảm nén yêu cầu tất cả các bộ phận thanh căng bám dính hoặc ống luồn cáp nằm ít nhất 25mm trong vùng bê tông chịu nén.

Trong TCVN EN 1992-1-1: 202X, Biểu thức (7.11), lớp bảo vệ c nên được lấy bằng c_{nom} . Việc sử dụng giá trị kết quả của $s_{r, \max}$ trong TCVN EN 1992-1-1: 202X, Biểu thức (7.8) sẽ đưa ra ước tính bề rộng vết nứt trên bề mặt bê tông. Trong một số tình huống, chẳng hạn như kết cấu được đổ bê tông trên nền đất, c_{nom} sẽ lớn hơn đáng kể so với chiều dày bảo vệ do yêu cầu độ bền lâu. Khi không có các yêu cầu về hình thức, nên xác định chiều rộng vết nứt ở chiều dày bảo vệ yêu cầu cho độ bền lâu và kiểm tra rằng nó không vượt quá chiều rộng vết nứt tối đa có liên quan.

Điều này có thể được thực hiện bằng cách nhân chiều rộng vết nứt được xác định trên bề mặt với $(c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dev}})/c_{\text{nom}}$ để có được chiều rộng vết nứt ở lớp bê tông bảo vệ cần thiết cho độ bền lâu và

kiểm tra rằng nó không lớn hơn $w_{\max}$. Cách tiếp cận này giả định chiều rộng vết nứt thay đổi tuyến tính với chiều rộng vết nứt bằng không tại bề mặt của cốt thép.

Bảng NA.5 – Tỷ số cơ bản của nhịp/chiều cao làm việc với cấu kiện bê tông cốt thép không chịu lực nén dọc trục

Hệ kết cấu	K	bê tông chịu ứng suất lớn $\rho = 1,5\%$	bê tông chịu ứng suất nhỏ $\rho = 0,5\%$
Dầm đơn giản, sàn một hoặc hai phương nhịp đơn giản	1,0	14	20
Nhịp biên của dầm liên tục hoặc sàn liên tục một phương hoặc sàn hai phương liên tục nhịp dài	1,3	18	26
Nhịp giữa của dầm hoặc sàn một phương hoặc sàn hai phương	1,5	20	30
Sàn kê lên cột và không có dầm (sàn phẳng) (dựa trên cạnh dài hơn)	1,2	17	24
Công xôn	0,4	6	8
CHÚ THÍCH 1: Các giá trị cho ở đây được chọn thiên về an toàn và tính toán có thể thường cho thấy cấu kiện mỏng hơn có thể áp dụng được. CHÚ THÍCH 2: Với sàn có dầm 2 phương, việc kiểm tra nên được thực hiện với nhịp ngắn hơn. Với sàn phẳng, cần kiểm tra với nhịp dài hơn. CHÚ THÍCH 3: Giới hạn cho sàn phẳng tương ứng với một giới hạn ít chặt chẽ hơn so với độ võng giữa nhịp/250 tương quan so với cột. Kinh nghiệm cho thấy giá trị này là thỏa mãn. CHÚ THÍCH 4: Giá trị của K trong bảng có thể không phù hợp nếu ván khuôn bị tháo sớm hoặc khi tải trọng thi công vượt quá tải trọng thiết kế. Trong những trường hợp này, độ võng cần được tính toán sử dụng tài liệu chuyên sâu, ví dụ như báo cáo của Hiệp hội Bê tông Anh về độ võng trong sàn và dầm bê tông và bài báo trên Tạp chí Magazine of Concrete Research có tiêu đề <i>Are existing span to depth rules conservative for flat slabs?</i>. CHÚ THÍCH 5: Khi tỷ số nhịp/chiều cao làm việc thu được từ NA.3 hoặc Biểu thức (7.16a) hoặc (7.16b) được điều chỉnh bằng cách sử dụng $(310/\sigma_s)$ hoặc $(500/f_{yk})$ ($A_{s, \text{prov}}/A_{s, \text{req}}$), việc điều chỉnh này nên được giới hạn ở giá trị tối đa là $1,5 \cdot \sigma_s$ được tính toán theo tổ hợp tải trọng đặc trưng ở trạng thái giới hạn sử dụng. CHÚ THÍCH 6: Trong mọi trường hợp, giá trị tuyệt đối của tỉ lệ nhịp/chiều cao làm việc không được vượt quá 40K.			

Bảng NA.6a - Đường kính gồi uốn tối thiểu để tránh phá hoại của cốt thép đối với thép thanh và thép sợi

Đường kính cốt thép, ϕ, mm	Đường kính gồi uốn tối thiểu, $\phi_{m.min}$ với uốn, móc và móc 180 độ (xem TCVN EN 1992-1-1:202X, Hình 8.1) mm
≤ 16	4ϕ
> 16	6ϕ
CHÚ THÍCH: Việc lập bản vẽ, lên kích thước, uốn và cắt cốt thép nhìn chung nên phù hợp tiêu chuẩn TCVN 6084:2012.	

Bảng NA.6b - Đường kính gồi uốn tối thiểu để tránh phá hoại của cốt thép đối với thép hàn và lưới hàn

Vị trí của thép ngang định nghĩa như là bội số của đường kính thanh, ϕ, mm	Đường kính gồi uốn tối thiểu, $\phi_{m.min}$ mm
Cốt thép ngang bên trong hoặc bên ngoài điểm uốn hoặc trọng tâm của cốt thép ngang $\leq 4\phi$ từ điểm uốn	20ϕ
trọng tâm của cốt thép ngang $>4\phi$ từ điểm uốn	4ϕ với $\phi \leq 16$
	7ϕ với $\phi \leq 20$
CHÚ THÍCH: Việc lập bản vẽ, lên kích thước, uốn và cắt cốt thép nhìn chung nên phù hợp tiêu chuẩn TCVN 6084:2012	

NA.3 Quyết định về việc áp dụng các Phụ lục

Có thể sử dụng các Phụ lục tham khảo A, B, D, E, F, G, H, I, J của TCVN EN 1992-1-1: 202X tại Việt Nam.

NA.4 Vật liệu**NA.4.1 Cốt thép**

Bên cạnh các cốt thép phù hợp với EN 10080:2005 như đã nêu tại 3.2, có thể sử dụng một số mác cốt thép phù hợp với TCVN 1651, cụ thể như sau:

1) Cốt thép tròn trơn phù hợp với TCVN 1651-1.

Có thể sử dụng các mác thép CB240T, CB300T, CB400T: có thể sử dụng làm cốt thép đai, móc cầu.

2) Cốt thép vẫn phù hợp với TCVN 1651-2.

Có thể sử dụng các mức thép CB-400V, CB-500V.

Khi sử dụng các mức thép trên, có thể coi như các mức thép này tương đương thép Loại B như quy định trong Phụ lục C.

3) Lưới thép hàn phù hợp với TCVN 1651-3.

Khi sử dụng lưới thép hàn phù hợp với TCVN 1651-3: 2008 thì tương đương với thép Loại A như quy định trong Phụ lục C.

Với các loại cốt thép được sản xuất theo các tiêu chuẩn của các nước khác, cần có nghiên cứu riêng trước khi áp dụng cùng với tiêu chuẩn này.

NA.4.2 Cốt thép ứng suất trước

Bên cạnh thép ứng suất trước phù hợp ứng tiêu chuẩn châu Âu PrEN 10138, có thể sử dụng cốt thép ứng suất trước đáp ứng các tiêu chuẩn sau:

1) Tiêu chuẩn Việt Nam:

- TCVN 6284-1:1997 Thép cốt bê tông dự ứng lực – Phần 1: Yêu cầu chung
- TCVN 6284-2:1997 (ISO 6394-2:1991), Thép cốt bê tông dự ứng lực – Phần 2: Dây kéo nguội
- TCVN 6284-3:1997 (ISO 6934-3:1991), Thép cốt bê tông dự ứng lực – Phần 3: Dây tôi và ram
- TCVN 6284-4:1997 (ISO 6934-4:1991), Thép cốt bê tông dự ứng lực – Phần 4: Dảnh
- TCVN 6284-5:1997 (ISO 6934-5:1991), Thép cốt bê tông dự ứng lực – Phần 5: Thép thanh cán nóng có hoặc không xử lý tiếp.

2) Tiêu chuẩn Mỹ:

- ASTM A416 Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete.